

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**  
**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO**

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
 NUOVA FERMATA A SERVIZIO DELL'AREA ASI DI SALERNO

**INTERVENTI FERMATA ASI**  
**FABBRICATI VIAGGIATORI**  
 Pensilina banchina  
 Relazione di predimensionamento: Pensilina tipo A3

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

NN2G   
 00   
 D   
 78   
 CL   
 FV06C0   
 001   
 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari <i>[Signature]</i>	05.12.2022	R.DeDonato <i>[Signature]</i>	05.12.2022	M.Leogrande <i>[Signature]</i>	05.12.2022	F.Sacchi 05.12.2022

ITALFERR SpA  
 Gruppo Ferrovie dello Stato  
 Direzione Tecnica  
 Progettazione Integrata e Field Engineering  
 Dott. Ing. Francesco Sacchi  
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Sez. 2

NN2G00D78CLFV06C0001A

n. Elab.: 78 / 37

## INDICE

<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>3</b>
1.1. PREMESSA .....	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
1.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
<b>2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</b> .....	<b>6</b>
<b>3. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>7</b>
3.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	7
3.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	7
3.3. CARICO VARIABILE SULLA COPERTURA .....	7
3.4. AZIONE TERMICA .....	8
3.5. CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA.....	8
3.6. AZIONE DEL VENTO .....	9
3.7. PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI TRENI .....	15
3.8. AZIONE SISMICA .....	18
3.9. URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	20
<b>4. COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>21</b>
<b>5. MODELLAZIONE STRUTTURALE</b> .....	<b>25</b>
5.1. CODICE DI CALCOLO.....	25
5.2. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	25
5.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	25
5.4. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	26
5.5. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE .....	26
5.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	26
<b>6. RISULTATI DELLE ANALISI E SOLLECITAZIONI</b> .....	<b>27</b>
6.1. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE.....	27
6.1. DIAGRAMMA DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE.....	29
<b>7. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'</b> .....	<b>37</b>
7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE COLONNE (HEB 320).....	37
7.2. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE TRAVI SECONDARIE (HEB 160) 40	
7.3. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA TRAVE RETICOLARE .....	43
7.4. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO DELLE TRAVI SECONDARIE (HEA 120) .....	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
7.5. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI CONTROVENTI DELLE TRAVI SECONDARIE (TIRANTE $\Phi$ 16)	
	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>
<b>8. VERIFICHE ALL'INTERFACCIA PIASTRA - FONDAZIONE</b> .....	<b>46</b>

## 1. GENERALITA'

Tra i vari interventi necessari, per la realizzazione della Stazione ASI facente parte della linea di completamento della metropolitana di Salerno, si prevede la realizzazione delle seguenti pensiline metalliche di stazione:

- tipo A1 (L=56.00m), a servizio del binario pari della Ferrovia;
- tipo A2 (L=20.00m), a servizio del binari pari della Ferrovia (in continuità con la pensilina Tipo A1);
- tipo A3 (L=57.50m), a servizio del nuovo binario della Metropolitana;

Il presente documento costituisce relazione di calcolo strutturale delle strutture in elevazione della **pensilina tipo A3**.

### 1.1. PREMESSA

La pensilina avrà lunghezza complessiva di circa 57,5m mentre la sua larghezza sarà di circa 8.00m.

Le colonne sono costituite da profili HEB320 disposti su un unico allineamento con interasse di 12.00m nella direzione parallela ai binari e centrato rispetto all'ingombro planimetrico della stessa pensilina; l'asse "forte" dei profili è perpendicolare ai binari.

Su tali colonne verrà appoggiata una struttura reticolare in tubi di diverso diametro e spessore che a sua volta sorreggerà delle travi secondarie in profilati HEB160 che andranno a sbalzo per circa 4.00m. Tali porfili saranno calandrati con una distanza dal piano della banchina compresa tra 4.45m. e 5.45m

Ciascuna colonna presenta alla base una piastra  $\#25 \times 600 \times 600$  opportunamente irrigidita attraverso la quale viene connessa, con n°10 tirafondi M27 cl. 8.8, al manufatto di fondazione.

Per quanto riguarda la verifica degli elementi di fondazione si rimanda ad una fase successiva della progettazione.

La copertura può essere considerata costituita da due falde di uguali dimensioni, una sul lato binari che nel seguito verrà denominata "Falda Lato Ferrovia", e una sul lato opposto che nel seguito verrà denominata "Falda Lato Percorso di Servizio". Entrambe le falde hanno una larghezza in pianta pari a 4.00m.

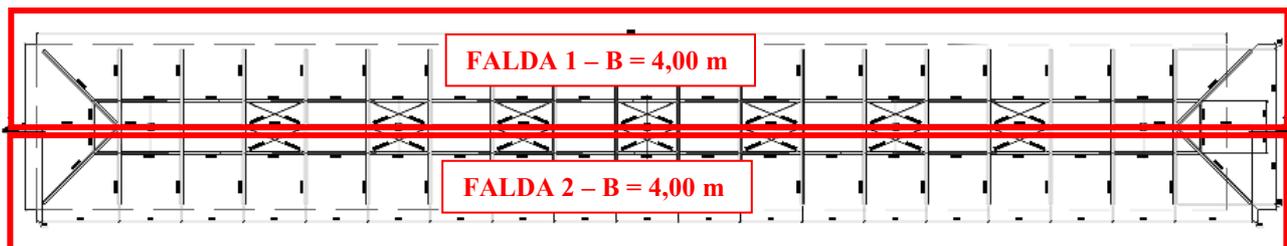


Fig. 1 – Planimetria con individuazione falde

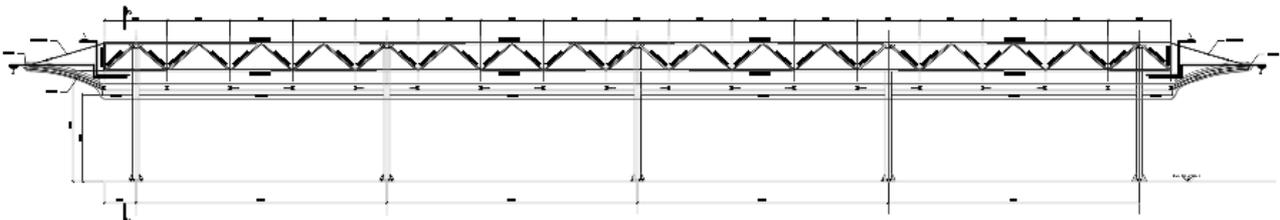


Fig. 2 – Prospetto laterale pensilina

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06C0 001	REV. A	FOGLIO 4 di 51
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	-------------------

## 1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- [1] *DM 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*
- [2] *Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*
- [3] *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.*
- [4] *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 – Ponti e Strutture*
- [5] *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 002 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 5 – Prescrizioni per marciapiedi e pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori*
- [6] *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea*
- [7] *Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici*
- [8] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione. prestazione. produzione e conformità” Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1*
- [9] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione. prestazione. produzione e conformità”*
- [10] *UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1:Regole generali e regole per edifici”*
- [11] *UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni. strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*

### 1.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA: S355**

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
<b>S 355</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>335</b>	<b>470</b>
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

- ACCIAIO PER BULLONI E DADI**

Bulloni del tipo "ad alta resistenza" ai sensi del DM 2018

Viti secondo EN 14399-4

Dadi secondo EN 14399-4

Rondelle (Rosette) EN 14399-6

Piastrine secondo UNI 5715 - 5716

La classe del bullone sarà selezionata in funzione del tipo di giunto da realizzare. In particolare, per giunti con bulloni a taglio:

Viti di classe 8.8 UNI EN ISO 898 - 1

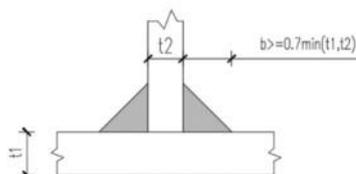
Dadi di classe 8 UNI EN 20898 -2

- SALDATURE**

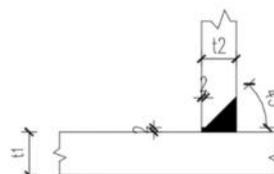
Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'Ente Appaltante) conformi a DM 2018 e al capitolato RFI DTC SI PS SP IFS 001 A.

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo alla istruzione UNI EN 1090-2 (classe di esecuzione exc3).

Saldature cordone d'angolo

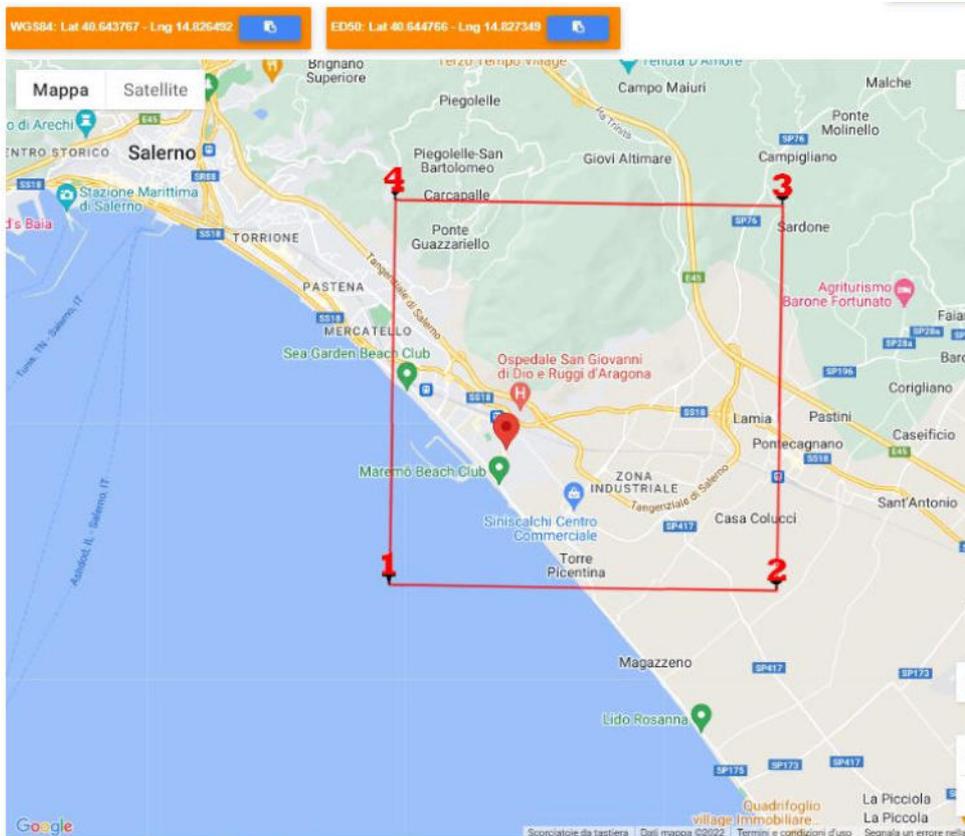


Saldature a piena penetrazione



Saldature tipiche

## 2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO



Ubicazione dell'opera

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1.5**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.044	2.393	0.315
Danno (SLD)	75	0.054	2.446	0.348
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.114	2.669	0.460
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.138	2.761	0.493

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75

Gli altri parametri utilizzati per definire le azioni sismiche sono:

- categoria di sottosuolo: E;
- categoria topografica: T1.

### 3. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti della struttura in esame.

#### 3.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato una volta assegnate le sezioni e i materiali opportuni.

#### 3.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Di seguito si riportano i carichi permanenti non strutturali considerati nelle analisi. Si sono ipotizzati i seguenti elementi costituenti la copertura:

- Pannelli di copertura 0.20 kN/mq
- Impermeabilizzazione e finitura 0.10 kN/mq
- Impianti 0.50 kN/mq
- Predisposizione Controsoffitto 0.50 kN/mq
- Predisposizione Pannelli fotovoltaici 0.20 kN/mq

Il totale dei permanenti in copertura è pari a **1.50 kN/mq**.

#### 3.3. CARICO VARIABILE SULLA COPERTURA

Trattandosi di copertura accessibile per sola manutenzione e riparazione (categoria H), si considera un sovraccarico di **0.5 kN/mq**.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
	<b>Coperture</b>			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
H-I-K	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

### 3.4. AZIONE TERMICA

Si applica la variazione uniforme di temperatura  $\Delta T_u = \pm 25^\circ$ .

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Il coefficiente di dilatazione termica vale  $\alpha=0.00001$ .

### 3.5. CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico ( $C_t = 1$ ).

#### Valore di riferimento del carico neve al suolo

Ubicazione dell'opera:

- Zona III (Campania)
- $a_s \approx 100\text{m}$

$$\rightarrow q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

#### Coefficiente di forma

La copertura della pensilina è del tipo a una falda con giacitura orizzontale ( $\alpha \approx 0^\circ$ ).

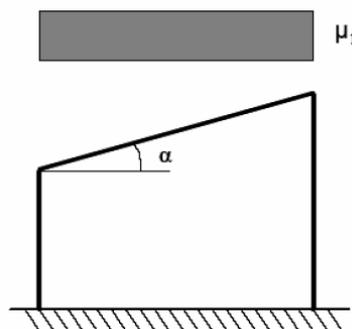


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

## Coefficiente di esposizione

 Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

In definitiva si ha:

$$q_s = 0.60 \cdot 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = \mathbf{0.48 \text{ kN/m}^2}$$

### 3.6. AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono le costruzioni stesse.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_p$  è il coefficiente di pressione;
- $C_d$  è il coefficiente dinamico ( $C_d = 1$ ).

#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;
- $v_r$  è la velocità di riferimento del vento:

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

con:

- $v_b$  = la velocità base di riferimento (valore medio della velocità del vento su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito a un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni);
- $C_r$  = coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$  ( $T_R = 50$  anni  $\rightarrow C_r = 1 \rightarrow v_r = v_b$ ).

#### Velocità base di riferimento

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$$

- $v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare;
- $C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \cdot (a_s / a_0 - 1) \quad \text{per} \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- $a_0, k_s$  sono parametri forniti in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione ( $a_s \approx 200 \text{ m s.l.m.}$ ).

**Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$** 

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$\rightarrow v_b = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s} \quad \rightarrow q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 455.625 \text{ N/m}^2$$

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza "z" sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia ( $c_t = 1$ ).

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza del pensilina sul suolo è di circa 5.50 m, quindi si ha:

$$c_e(z=5.50m) = 0.19^2 \cdot 1 \cdot \ln(5.50/0.05) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(5.50/0.05)] \approx 1.93$$

### Coefficiente di pressione (o aerodinamico)

Il coefficiente di pressione dipende dalla tipologia della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

#### Colonne

Per determinare l'azione del vento sulle colonne si fa riferimento alle indicazioni di cui al § 3.3.4 del CNR-DT 207/2008.

Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali  $f_x$  e  $f_y$  e un momento torcente  $m_z$ , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato nella figura seguente.

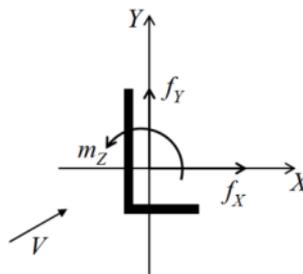


Figura 3.16 – Azioni per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli.

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot \ell \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot \ell \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot \ell^2 \cdot c_{mz}$$

dove:

- $z$  è la quota sul suolo;
- $c_{fx}$ ,  $c_{fy}$  sono i coefficienti di forza;
- $c_{mz}$  è il coefficiente di momento;
- $\ell$  è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti  $c_{fx}$ ,  $c_{fy}$ ,  $c_{mz}$ ;
- $q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento:  

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06C0.001

A

12 di 51

I coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni (CNR-DT 207/2008, § G.10):

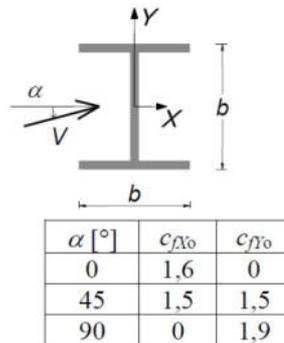
- $C_{fX} = C_{fX0} \cdot \psi_{\lambda}$ ;
- $C_{fY} = C_{fY0} \cdot \psi_{\lambda}$ ;
- $C_{mZ} = C_{mZ0} \cdot \psi_{\lambda}$ ;

dove:

- $C_{fX0}$ ,  $C_{fY0}$ ,  $C_{mZ0}$  sono i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza relativi a strutture ed elementi di lunghezza ideale infinita;
- $\psi_{\lambda}$  è il coefficiente di snellezza, che tiene in conto gli effetti riduttivi di bordo.

In via cautelativa si assume  $\psi_{\lambda} = 1$ .

Per la determinazione dei coefficienti  $C_{fX0}$ ,  $C_{fY0}$ ,  $C_{mZ0}$  si applica il § G.10.5 del CNR-DT 207/2008:



Stralcio Fig. G.50

Per la singola colonna HEB 340 della pensilina in esame si ha pertanto:

- $f_X(z) = \text{cost.} = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.30 \cdot 1.6 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.42 \text{ kN/m}}$ ;
- $f_Y(z) = \text{cost.} = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.34 \cdot 1.9 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.56 \text{ kN/m}}$ .

### Copertura

La copertura della pensilina è costituita da una tettoia a doppia falda, per la quale si applicano le indicazioni di cui ai §§ C3.3.8.2 e C3.3.8.2.2 della CIRC. n. 7/2019 (le stesse indicazioni si trovano nel CNR-DT 207/2008 ai §§ G.6 e G.6.2).

Le suddette istruzioni sono volte a schematizzare l'azione del vento sulle tettoie attraverso forze  $F$  ortogonali al piano di ciascuna falda della tettoia. Tali forze sono quantificate mediante coefficienti di forza,  $C_F$ , e dalla posizione del loro punto di applicazione.

In primo luogo occorre definire il grado di bloccaggio  $\varphi$ , cioè il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia.

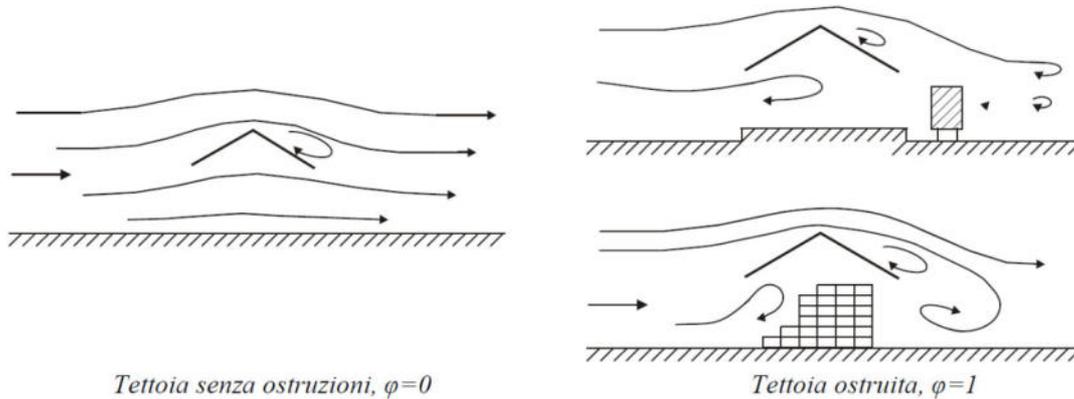
Si identificano due situazioni limite:

- $\varphi=0$  corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\varphi=1$  corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione  $\varphi=1$  è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta  $\varphi=0$ .

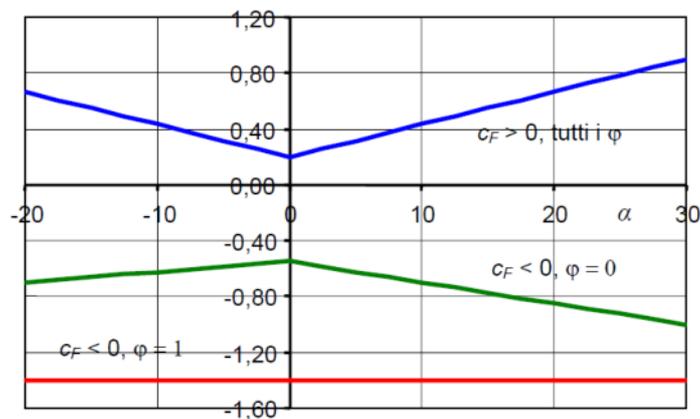
Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.


**Figura G.25** – Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con  $\varphi=0$  e  $\varphi=1$ .

La pensilina oggetto della presente relazione presenta un grado di bloccaggio  $\varphi=1$  nella parte antistante il corpo di fabbrica della stazione; nella parte rimanente il grado di bloccaggio può essere pari a 0 o prossimo all'unità rispettivamente in assenza o in presenza di convogli fermi in stazione. Pertanto, nel prosieguo si farà riferimento al grado di bloccaggio che dà luogo alla situazione più gravosa.

**Tabella G.XIII** – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot  \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
		tutti i valori di $\alpha$	$c_F = -1,4$


**Figura G.28** – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

Per il calcolo delle forze negative, cioè in depressione, si fa riferimento alla condizione  $\varphi = 1 \rightarrow c_F = -1.40$  (da moltiplicare per l'opportuno coefficiente per falde multiple a seconda della falda considerata). Le forze positive, invece, sono indipendenti dal grado di bloccaggio; poiché le falde hanno una pendenza di circa  $15^\circ$ , risulta:

$$c_F = +0.2 + 0.7 \cdot |\alpha|/10 = +0.2 + 0.7 \cdot 15^\circ/10 = +0.55$$

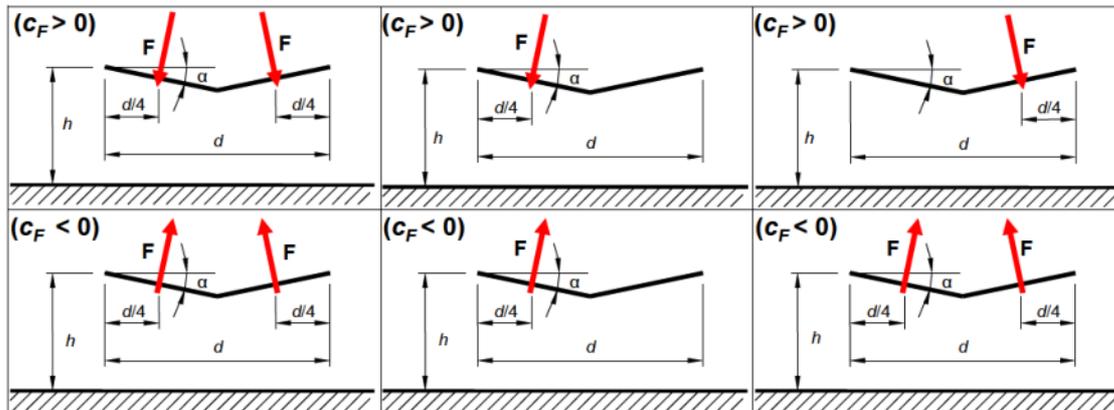


Figura G.29b – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per  $\alpha < 0^\circ$ .

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura G.29b, dove la forza risultante  $F$  è data dall'espressione:

$$F = q_p(z=h) \cdot L^2 \cdot c_F$$

con:

- $q_p(z=h) = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 10^{-3} = 0.88 \text{ kN/m}^2$  (pressione cinetica di picco);
- $L^2$  è l'area di ciascuna falda della tettoia;
- $c_F$  è il coefficiente di forza.

Come anticipato nella premessa di tale elaborato la pensilina è costituita da due falde di uguali dimensioni, "Falda Lato Ferrovia" di larghezza 4,00m, e "Falda Lato Percorso di Servizio" di larghezza 4,00m.

Si ha:

- **FALDA LATO FERROVIA:**  
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 4.00 \cdot 0.55 = +1.94 \text{ kN/m}$ ;  
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 4.00 \cdot 1.40 = -4.92 \text{ kN/m}$ .
- **FALDA LATO PERCORSO DI SERVIZIO:**  
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 4.00 \cdot 0.55 = +1.94 \text{ kN/m}$ ;  
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 4.00 \cdot 1.40 = -4.92 \text{ kN/m}$ .

La suddetta forza  $F$  è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse.

La suddetta forza  $F$  è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse.

Per quanto riguarda le azioni orizzontali sulla scossalina perimetrale, di altezza  $h \approx 50\text{cm}$ , si fa riferimento alle indicazioni di cui al § C3.3.8.1.1 della CIRC. n. 7/2019 (le stesse indicazioni si trovano nel CNR-DT 207/2008 al § G.2.2).

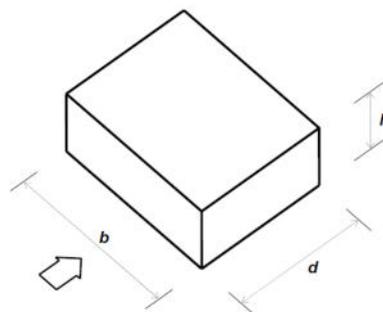


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

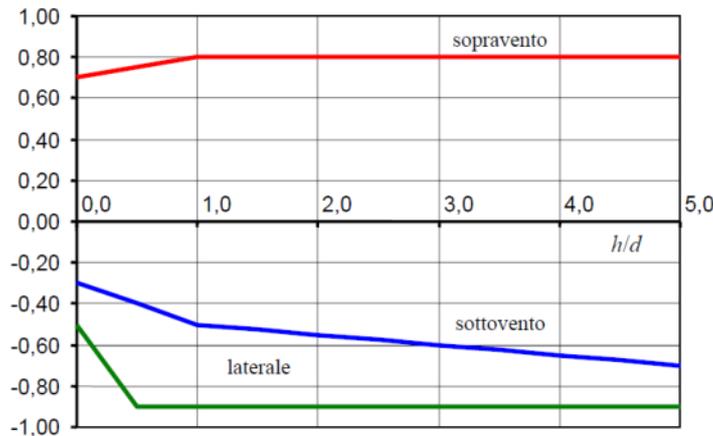


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali.

$$h/d = 0.5/8 = 0.0625 < 1$$

Faccia sopravento:  $c_{pe} = +0.7 + 0.1 \cdot 0.0625 = +0.706$   
 $\rightarrow p = +455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.706 \cdot 10^{-3} = +0.62 \text{ kN/m}^2$

Faccia sottovento:  $c_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot 0.08 = -0.312$   
 $\rightarrow p = -455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.312 \cdot 10^{-3} = -0.28 \text{ kN/m}^2$

Infine, si determina l'azione tangente in copertura per unità di superficie parallela alla direzione del vento, data dall'espressione:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

Tabella C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

L'azione tangente interessa sia l'intradosso che l'estradosso, quindi si ha:

$$p_f = 2 \cdot 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.04 \cdot 10^{-3} = 0.07 \text{ kN/m}^2$$

### 3.7. PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI TRENI

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Tali azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso, i valori delle azioni aerodinamiche dovranno essere cumulati con l'azione del vento, secondo le regole riportate nei capitoli della normativa di riferimento relativi alle combinazioni delle azioni.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

NN2G

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL.FV06C0.001

REV.

A

FOGLIO

16 di 51

**Pressione orizzontale sulle colonne (§ 5.2.2.6.1 NTC2018)**

 Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici semplici verticali parallele al binario

Legenda

 X  $a_g$  [m]

 Y  $q_{1k}$  [kN/m<sup>2</sup>]

1 Sezione

2 Superficie della struttura

3 Pianta

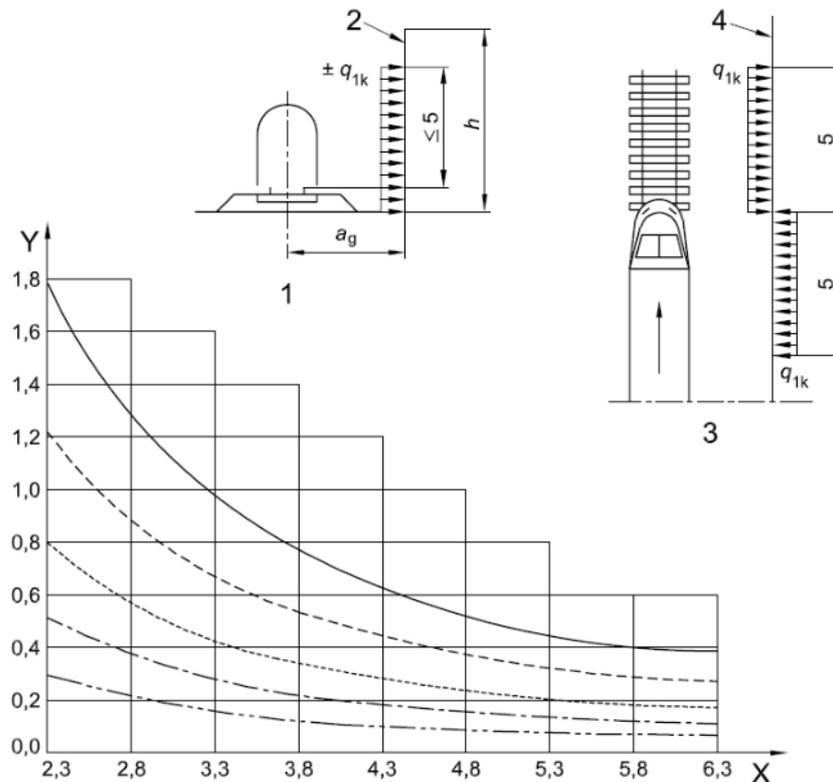
4 Superficie della struttura

 —————  $V = 300$  km/h

 - - - - -  $V = 250$  km/h

 - - - - -  $V = 200$  km/h

 - - - - -  $V = 160$  km/h

 - - - - -  $V = 120$  km/h


La distanza  $a_g$  delle facce delle colonne dall'assi del binario adiacente è di circa 5.60m, la velocità di progetto della linea è  $V=180$ km/h, quindi può assumersi un valore cautelativo di  $q_{1k}$  pari a 0.20kN/m<sup>2</sup>.

Inoltre, poiché la larghezza delle colonne è minore di 2.50m, l'azione  $q_{1k}$  deve essere incrementata del fattore  $k_2=1.3 \rightarrow 0.20 \cdot 1.3 = 0.26$  kN/m<sup>2</sup>.

### Pressione verticale sulla copertura

La distanza minima della superficie inferiore della copertura dal p.f. è pari a ~5.75m.

La distanza minima in pianta dall'asse dei binari è circa 1.5m, pertanto si considera, a favore di sicurezza, il caso di superfici orizzontali al di sopra dei binari (§ 5.2.2.6.2 NTC2018).

Valori caratteristici delle azioni  $q_{2k}$  per superfici orizzontali semplici sopra il binario

Legenda

X  $h_g$  [m]

Y  $q_{2k}$  [kN/m<sup>2</sup>]

1 Sezione

2 Profilo

3 Intradosso della struttura

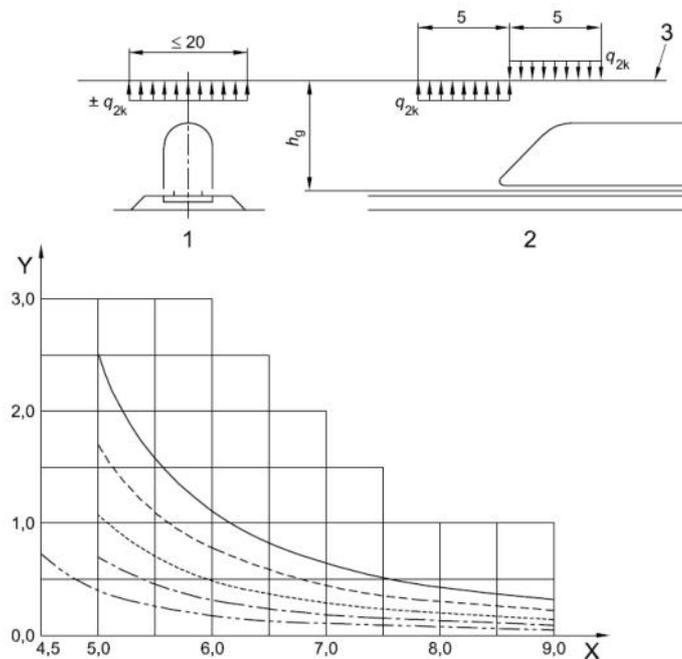
—  $V = 300$  km/h

- - -  $V = 250$  km/h

· · ·  $V = 200$  km/h

- · -  $V = 160$  km/h

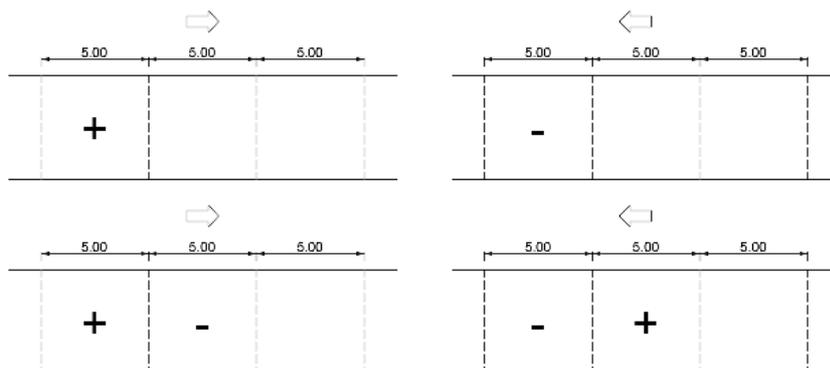
· - ·  $V = 120$  km/h



$V=180$ Km/h, quindi si assume, in via cautelativa,  $q_{2k} = 0.80$  KN/m<sup>2</sup>.

La larghezza di applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Essendo la pensilina a servizio del solo binario della Metropolitana, nel caso in esame, si considera il transito di un solo convoglio, i cui effetti vengono considerati agenti come rappresentato nelle figure seguenti.



### 3.8. AZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione sismica del sito si faccia riferimento al relativo § 2 della presente relazione.

Il calcolo è condotto mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto per lo SLD e per lo SLV.

#### SPETTRI DI RISPOSTA PER LO SLV

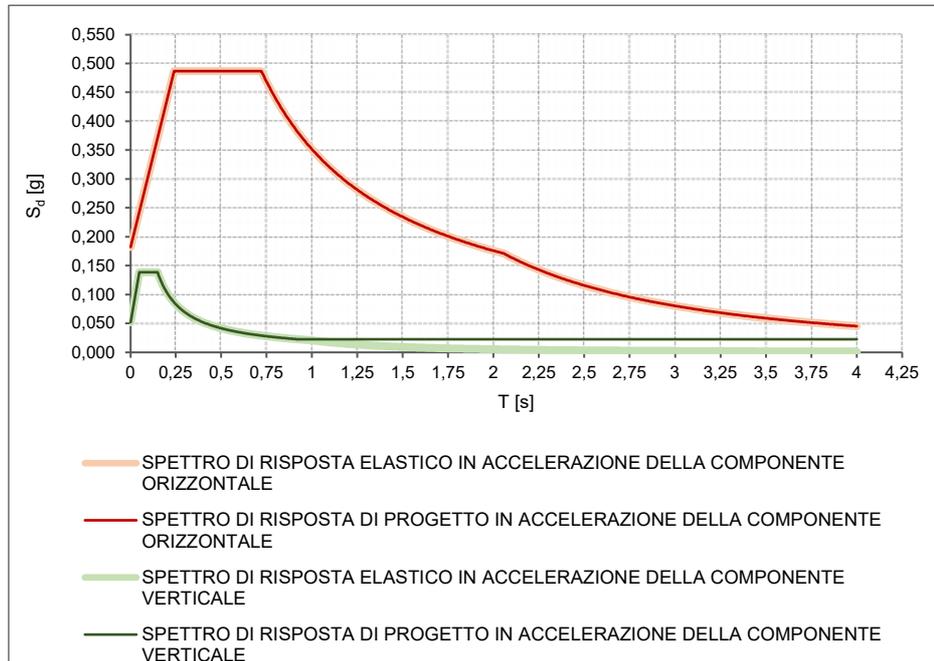
Cat. sottosuolo =	<b>E</b>	
Cat. topografica =	<b>T1</b>	
Ubicazione dell'opera:		rapporto tra la quota del sito e l'altezza del rilievo topografico
$\xi =$	<b>5</b> %	smorzamento viscoso convenzionale
$V_N =$	<b>50</b> anni	vita nominale
Classe d'uso =	<b>III</b>	
$C_u =$	<b>1,5</b>	coefficiente d'uso
$V_R =$	<b>75</b> anni	periodo di riferimento
$P_{VR} =$	<b>10</b> %	probabilità di superamento nel periodo di riferimento
$T_R =$	<b>712</b> anni	periodo di ritorno del sisma
$a_g =$	<b>0,114</b> g	accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale

#### Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente orizzontale

$\eta =$	<b>1,00</b>	fattore di correzione per coefficienti di smorzamento $\xi \neq 5\%$
$F_0 =$	<b>2,669</b>	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
$T_C^* =$	<b>0,460</b> s	
$C_C =$	<b>1,570</b>	
$S_S =$	<b>1,600</b>	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	<b>1,000</b>	coefficiente di amplificazione topografica
$S = S_S S_T =$	<b>1,600</b>	
$T_B = T_C / 3 =$	<b>0,241</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
$T_C = C_C T_C^* =$	<b>0,722</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6 =$	<b>2,056</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante
$q =$	<b>1,0</b>	coefficiente di struttura

#### Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

$\eta =$	<b>1,00</b>
$F_V = 1,35 F_0 \sqrt{a_g/g} =$	<b>1,217</b>
$S_S =$	<b>1,000</b>
$S_T =$	<b>1,000</b>
$S = S_S S_T =$	<b>1,000</b>
$T_B =$	<b>0,050</b> s
$T_C =$	<b>0,150</b> s
$T_D =$	<b>1,000</b> s
$q =$	<b>1,0</b>



### SPETTRI DI RISPOSTA PER LO SLD

Cat. sottosuolo =	<b>E</b>	
Cat. topografica =	<b>T1</b>	
Ubicazione dell'opera:		rapporto tra la quota del sito e l'altezza del rilievo topografico
$\xi =$	<b>5</b> %	smorzamento viscoso convenzionale
$V_N =$	<b>50</b> anni	vita nominale
Classe d'uso =	<b>III</b>	
$C_u =$	<b>1.5</b>	coefficiente d'uso
$V_R =$	<b>75</b> anni	periodo di riferimento
$P_{VR} =$	<b>63</b> %	probabilità di superamento nel periodo di riferimento
$T_R =$	<b>75</b> anni	periodo di ritorno del sisma
$a_g =$	<b>0.054</b> g	accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale

### Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente orizzontale

$\eta =$	<b>1.00</b>	fattore di correzione per coefficienti di smorzamento $\xi \neq 5\%$
$F_0 =$	<b>2.446</b>	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
$T_C^* =$	<b>0.348</b> s	
$C_C =$	<b>1.754</b>	
$S_S =$	<b>1.600</b>	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	<b>1.000</b>	coefficiente di amplificazione topografica
$S = S_S S_T =$	<b>1.600</b>	
$T_B = T_C / 3 =$	<b>0.203</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
$T_C = C_C T_C^* =$	<b>0.610</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6 =$	<b>1.816</b> s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante
$q =$	<b>1.0</b>	coefficiente di struttura

### Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

$\eta =$	<b>1.00</b>
----------	-------------

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0 001	A	20 di 51

$$F_V = 1,35 F_0 \sqrt{(a_g/g)} = 0.767$$

$$S_S = 1.000$$

$$S_T = 1.000$$

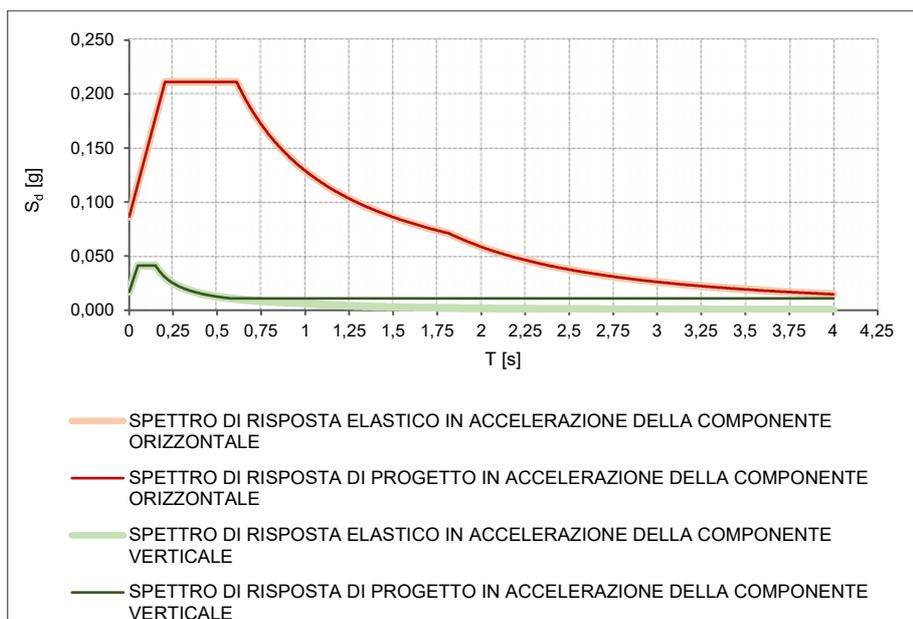
$$S = S_S S_T = 1.000$$

$$T_B = 0.050 \text{ s}$$

$$T_C = 0.150 \text{ s}$$

$$T_D = 1.000 \text{ s}$$

$$q = 1.0$$



### 3.9. URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Secondo le indicazioni del par. 3.6.3.4 delle NTC 2018 le azioni derivanti dall'urto da traffico ferroviario non si applicano sui sostegni di tettoie o di pensiline di impianti ferroviari.

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06C0.001	REV. A	FOGLIO 21 di 51
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

#### 4. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico usate per l'analisi della struttura così come definite al § 2.5.3 delle NTC2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali sulle azioni ( $\gamma_F$ ) e i coefficienti di combinazione ( $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ ) sono quelli definiti nel 5.2.3.2 delle NTC2018:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

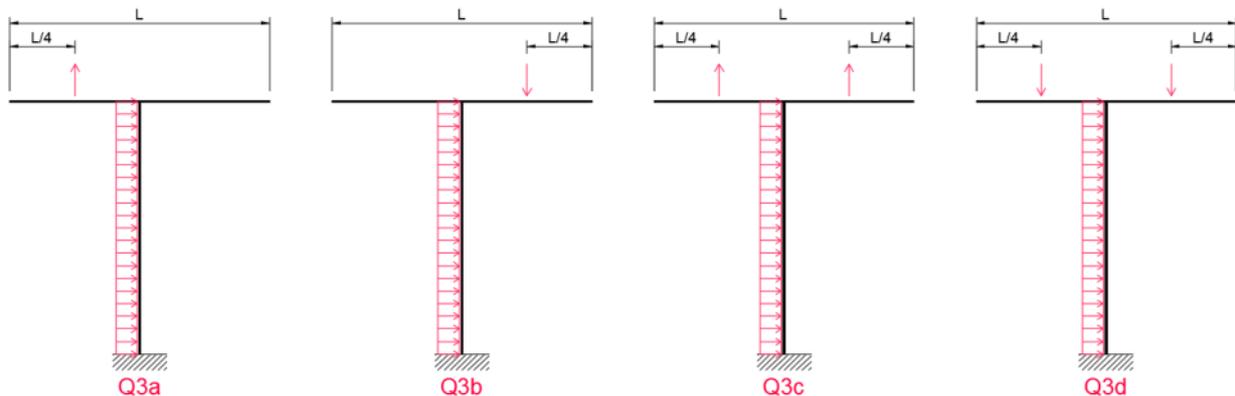
<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

### Definizione delle condizioni di carico

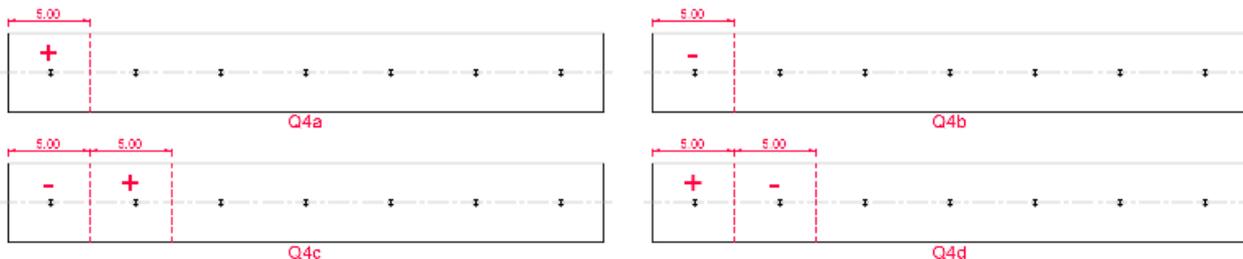
- **G1:** pesi degli elementi strutturali
- **G2:** carichi permanenti portati (non strutturali)\*
- **Qi:** sovraccarichi variabili
  - **Q1:** azione termica uniforme ( $\Delta T_u = +25^\circ$ )
  - **Q2:** carico neve sulla copertura
  - **Q3:** azioni dovute al vento\*\*
  - **Q4:** pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli\*\*\*
- **E:** azioni sismiche
  - **Ex:** azione sismica in direzione  $\pm X$
  - **Ey:** azione sismica in direzione  $\pm Y$
  - **Ez:** azione sismica in direzione  $\pm Z$

\* Il sovraccarico permanente complessivo in copertura è di  $1.50\text{kN/m}^2$ , con un contributo dei pannelli di chiusura pari a  $0.20\text{kN/m}^2$ . Nella tabella 5.2.V riportata precedentemente, il valore del coefficiente  $\gamma_{G2}$  quando il carico ha effetto favorevole è pari a 0; tuttavia, in assenza dei pannelli non avrebbero modo di esplicarsi le azioni dovute alla neve, al vento e alle pressioni aerodinamiche (in copertura). Pertanto, si decide di assumere il valore inferiore di  $\gamma_{G2}$  pari a  $0.20/1.50=0.13$ .

\*\* Il carico da vento viene inserito sotto forma di involuppo delle condizioni di carico elementari Q3a, Q3b, Q3c, Q3d; i corrispondenti schemi di carico sono rappresentati nella figura seguente:



\*\*\* Il carico dovuto alle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli viene inserito sotto forma di involuppo delle condizioni di carico elementari Q4a, Q4b, Q4c, Q4d; i corrispondenti schemi di carico sono rappresentati nella figura seguente:



Nella singola condizione di carico vengono inserite anche le pressioni/depressioni sulle colonne.

**Definizione delle combinazioni di carico**

 - Combinazioni SLU

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLU-01	1.35	1.5	1.5	0	0.9	1.16
SLU-02	1.35	1.5	0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-03	1.35	1.5	0.9	0	1.5	1.16
SLU-04	1.35	1.5	0.9	0	0.9	1.45
SLU-05	1.35	1.5	-1.5	0	0.9	1.16
SLU-06	1.35	1.5	-0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-07	1.35	1.5	-0.9	0	1.5	1.16
SLU-08	1.35	1.5	-0.9	0	0.9	1.45
SLU-09	1	0.13	1.5	0	0.9	1.16
SLU-10	1	0.13	0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-11	1	0.13	0.9	0	1.5	1.16
SLU-12	1	0.13	0.9	0	0.9	1.45
SLU-13	1	0.13	-1.5	0	0.9	1.16
SLU-14	1	0.13	-0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-15	1	0.13	-0.9	0	1.5	1.16
SLU-16	1	0.13	-0.9	0	0.9	1.45

 - Combinazioni SLE-RA

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-RA-01	1	1	1	0	0.6	0.8
SLE-RA-02	1	1	0.6	1	0.6	0.8
SLE-RA-03	1	1	0.6	0	1	0.8
SLE-RA-04	1	1	0.6	0	0.6	1
SLE-RA-05	1	1	-1	0	0.6	0.8
SLE-RA-06	1	1	-0.6	1	0.6	0.8
SLE-RA-07	1	1	-0.6	0	1	0.8
SLE-RA-08	1	1	-0.6	0	0.6	1

 - Combinazioni SLE-FR

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-FR-01	1	1	0.6	0	0	0
SLE-FR-02	1	1	0.5	0	0.5	0
SLE-FR-03	1	1	0.5	0	0	0.5
SLE-FR-04	1	1	-0.6	0	0	0
SLE-FR-05	1	1	-0.5	0	0.5	0
SLE-FR-06	1	1	-0.5	0	0	0.5

 - Combinazioni SLE-QP

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-QP-01	1	1	0.5	0	0	0
SLE-QP-02	1	1	-0.5	0	0	0

STAZIONE ASI  
 Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0 001	A	24 di 51

 - Combinazioni SLV

Combinazione	Condizioni di carico								
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4	Ex,slv	Ey,slv	Ez,slv
SLV-01	1	1	0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLV-02	1	1	0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLV-03	1	1	0.5	0	0	0	0.3	0.3	1
SLV-04	1	1	-0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLV-05	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLV-06	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	0.3	1

 - Combinazioni SLD

Combinazione	Condizioni di carico								
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4	Ex,sld	Ey,sld	Ez,sld
SLD-01	1	1	0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLD-02	1	1	0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLD-03	1	1	0.5	0	0	0	0.3	0.3	1
SLD-04	1	1	-0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLD-05	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLD-06	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	0.3	1

## 5. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 5.1. CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta con il seguente codice di calcolo agli elementi finiti:

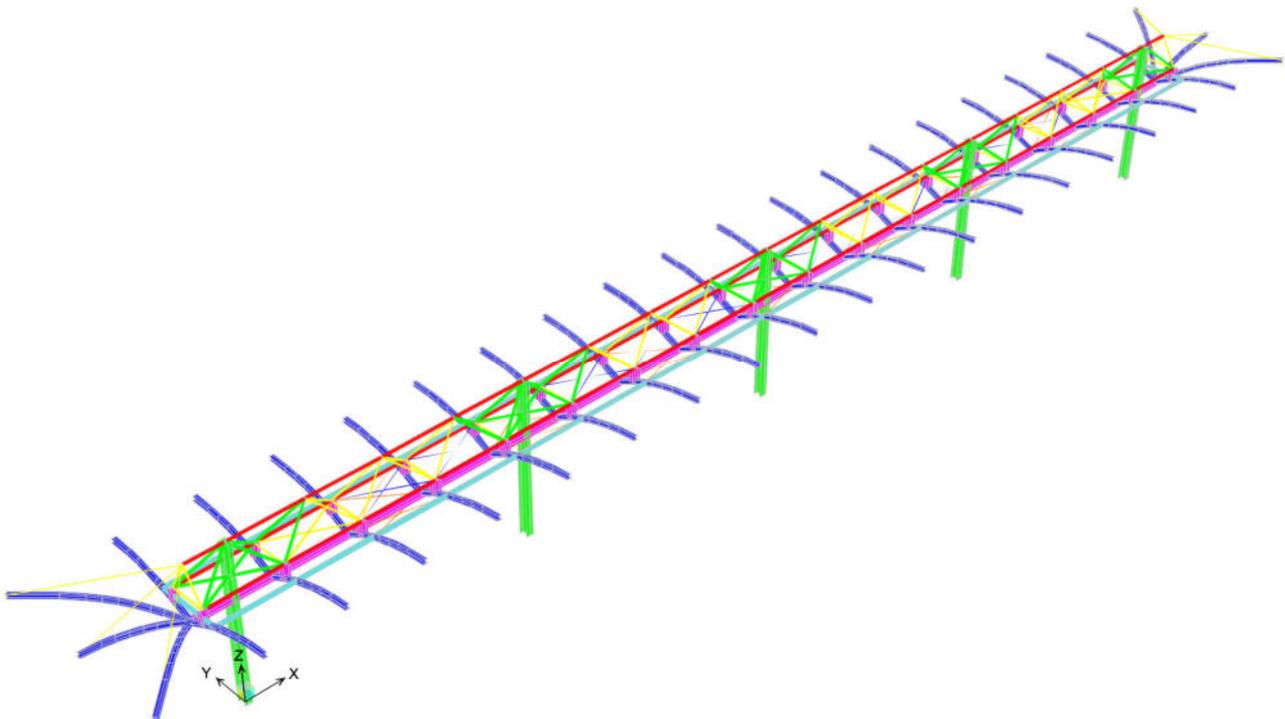
Titolo           SAP2000  
Versione        24.1.0  
Distributore    Computer and Structures, Inc.

### 5.2. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per l'analisi della struttura, è stato sviluppato il modello della pensilina.

Il suddetto modello di calcolo consta esclusivamente di elementi tipo "frame" (elementi lineari a due nodi).

Alle estremità degli elementi che simulano i controventi sono stati inseriti rilasci rotazionali (cerniere). Le colonne sono state vincolate alla base (quota di estradosso delle piastre di ancoraggio) tramite incastri perfetti.



*Modello F.E.M. – Vista 3D con elementi estrusi*

I pesi degli elementi che formano il modello sono calcolati direttamente dal software, tramite le sezioni e i materiali ad essi assegnati, congruenti con quelli di progetto.

Le azioni dovute alla neve, al vento e alle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli sono state inserite sotto forma di carichi lineari applicati sulle colonne e sulle travi secondari; per queste ultime, sono state considerate le aree d'influenza.

Nei confronti delle azioni sismiche, è stata svolta un'analisi modale con spettri di risposta; è stato considerato un numero di modi di vibrare sufficiente a mobilitare almeno l'85% della massa complessiva (G1+G2) in ciascuna delle tre direzioni principali (X, Y, Z).

### 5.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne

l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### **5.4. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI**

L'output di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma grafica e tabellare.

#### **5.5. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### **5.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con analisi semplificate. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

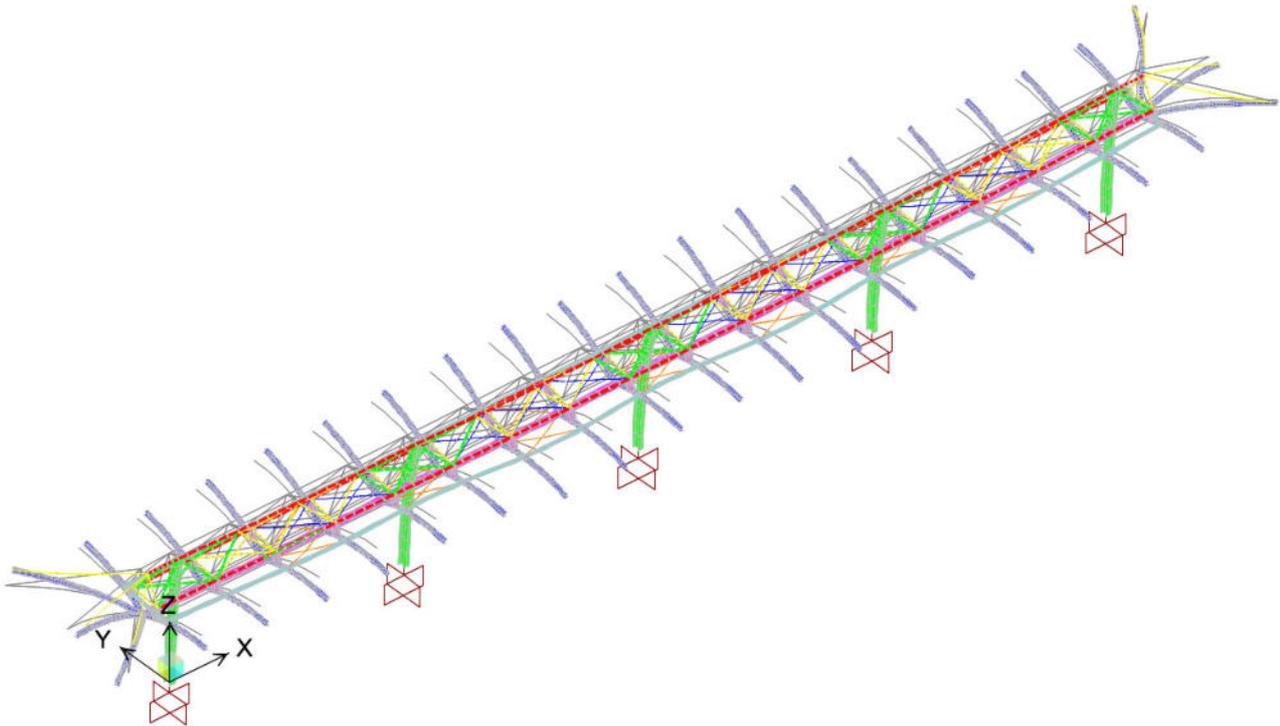
## 6. RISULTATI DELLE ANALISI E SOLLECITAZIONI

### 6.1. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

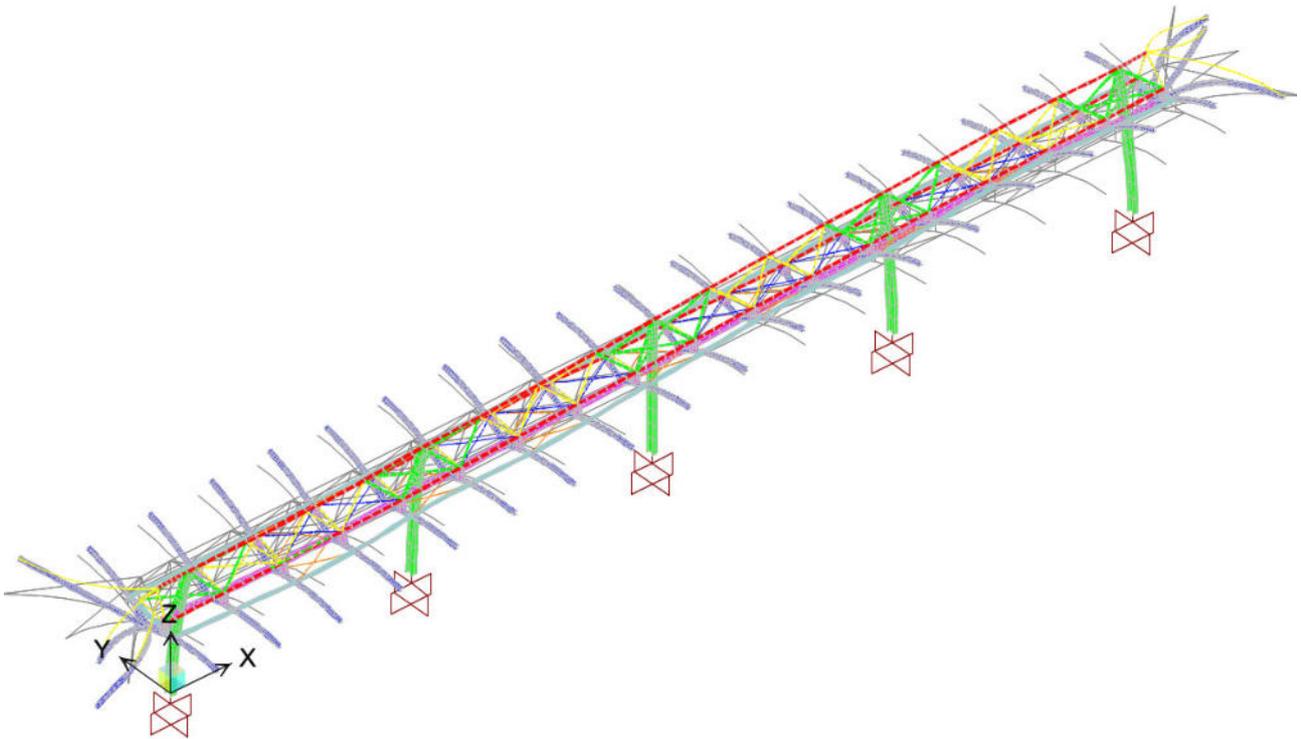
Si riporta di seguito la tabella di sintesi delle masse eccitate:

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100.00	99.975
MODAL	Acceleration	UY	100.00	99.715
MODAL	Acceleration	UZ	100.00	90.467

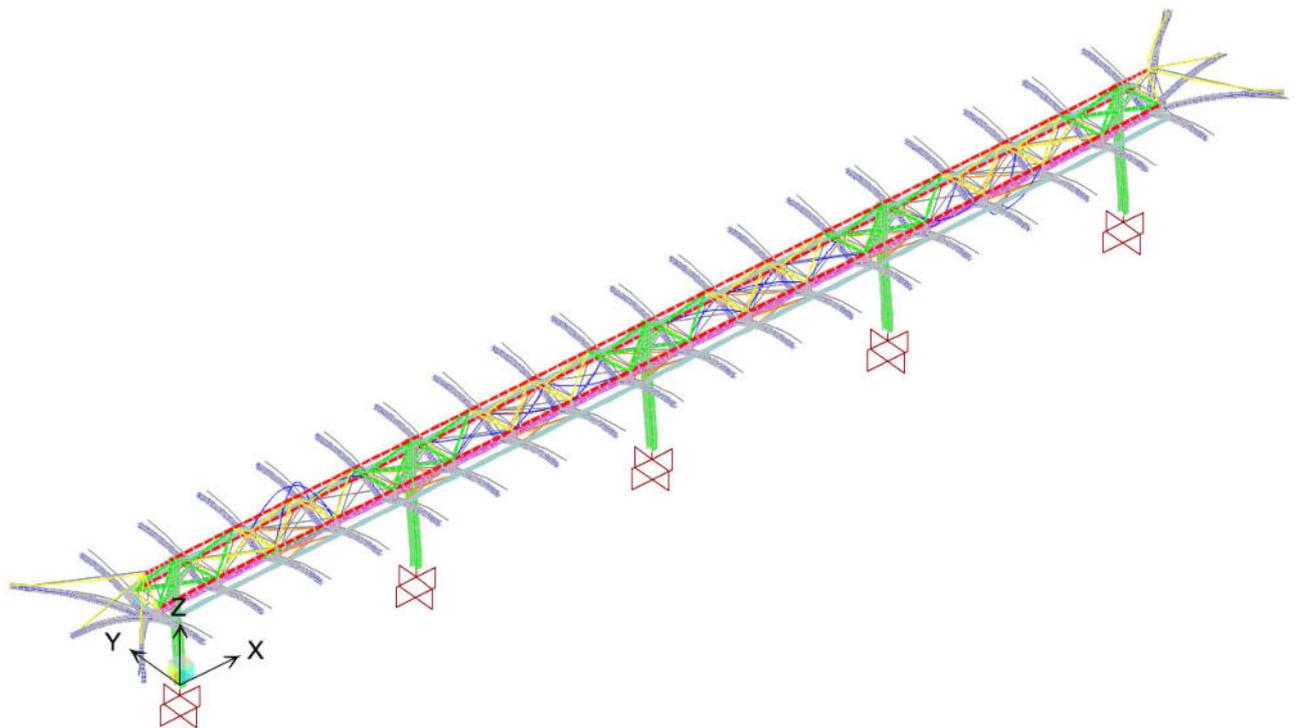
Seguono le deromate dei modi principali.



*Modo 1 (traslazionale dir. Y) – T=0.914s – Massa partecipante=51%*

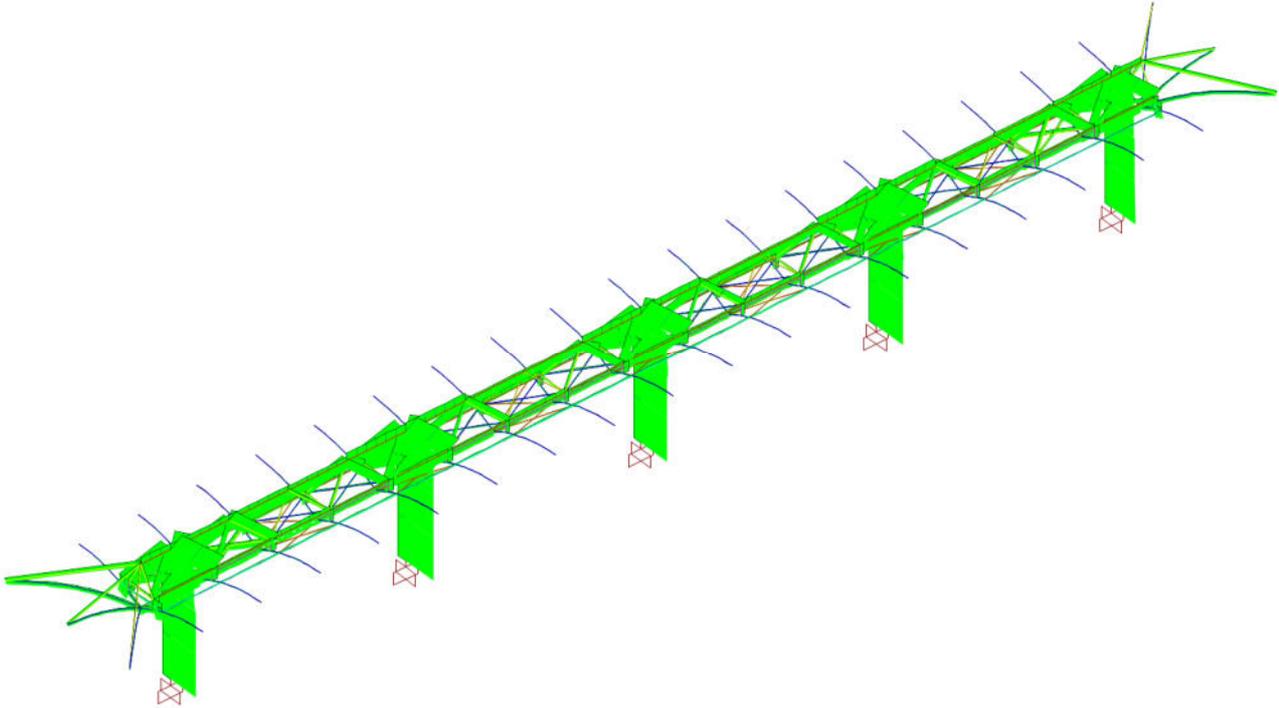


Modo 2 (rotazionale) –  $T=0.845s$  – Massa partecipante=48%

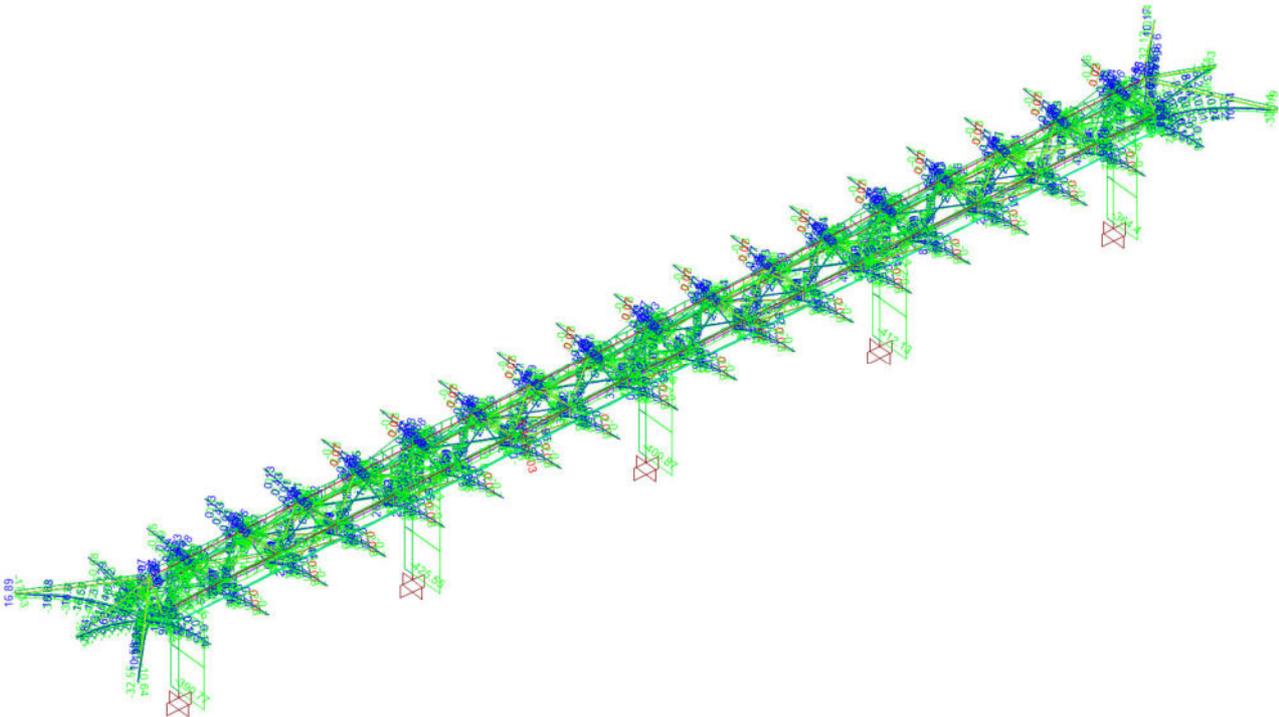


Modo 3 (traslazionale dir. X) –  $T=0.626s$  – Massa partecipante=96%

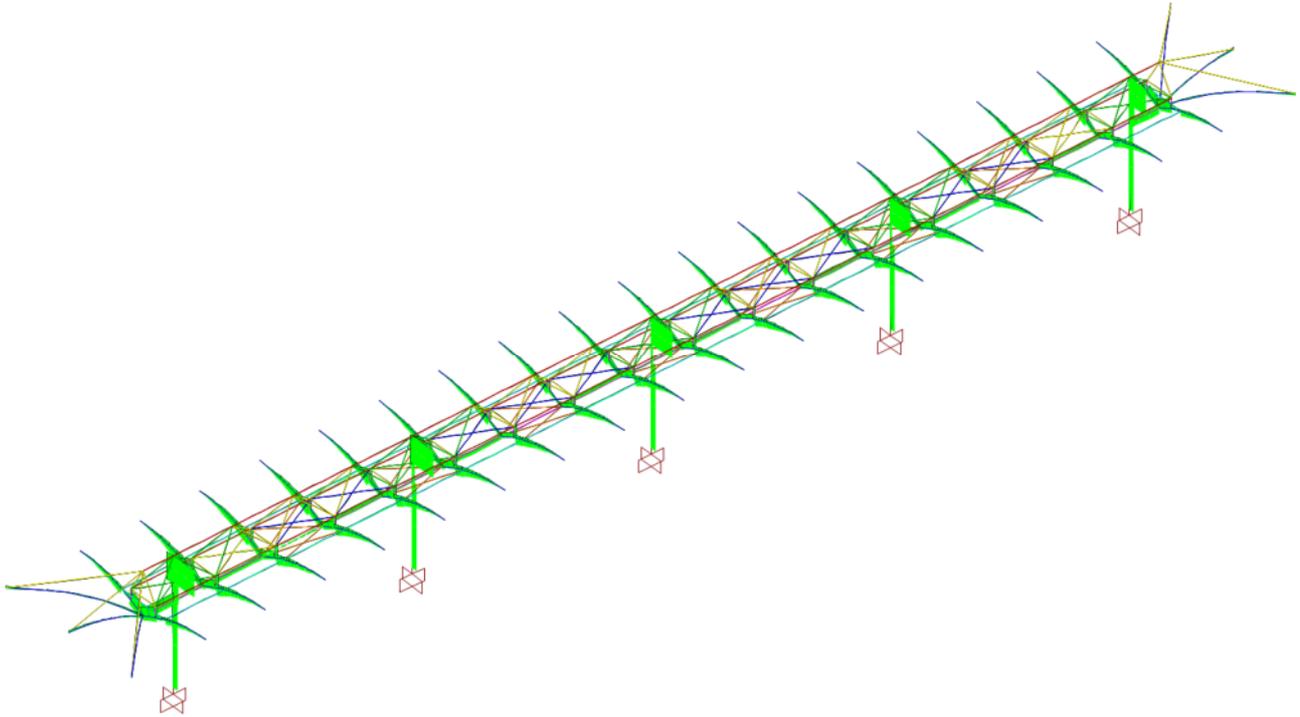
## 6.1. DIAGRAMMA DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE



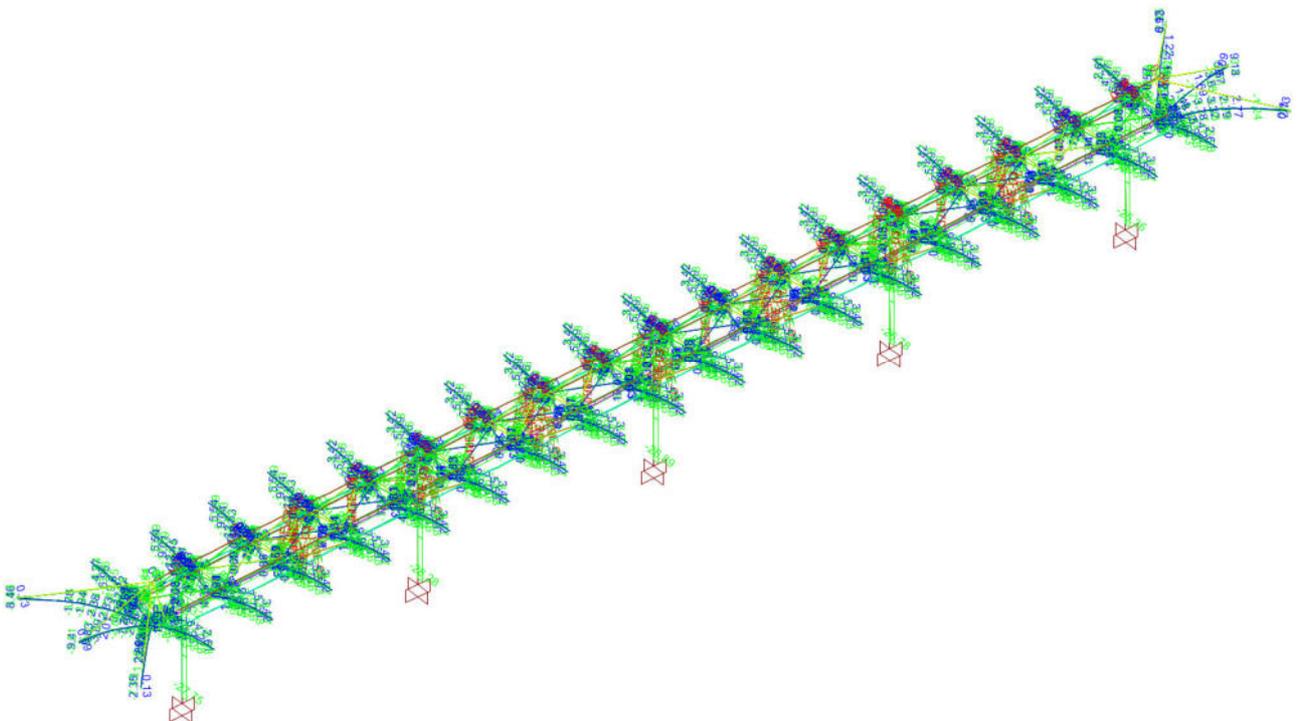
*Inviluppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLU*



*Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLU*



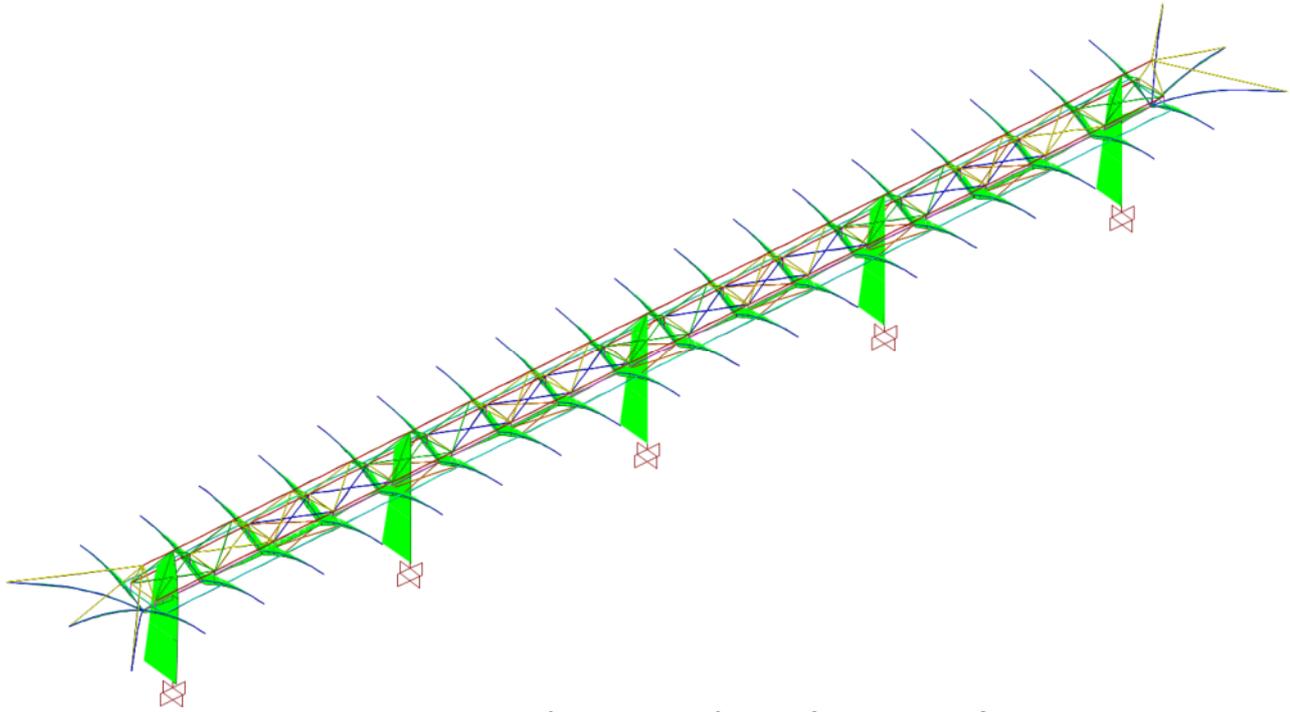
*Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLU*



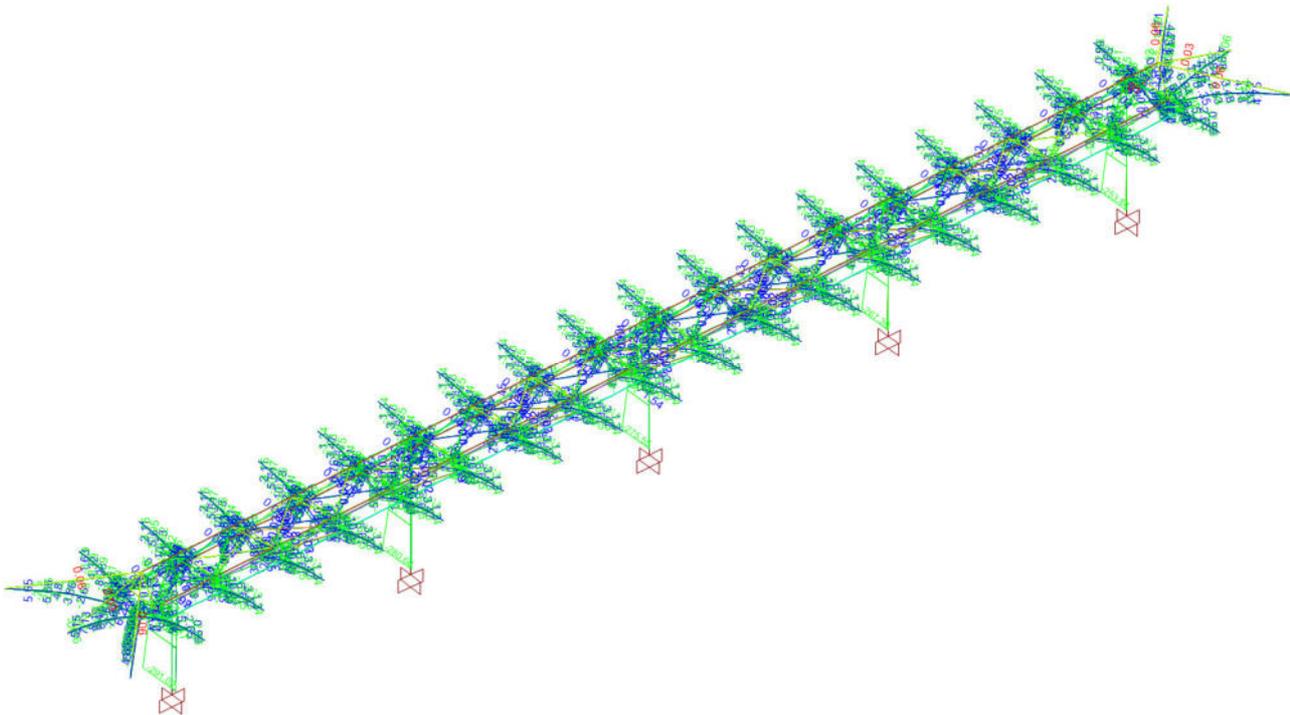
*Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLU*

STAZIONE ASI  
Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	31 di 51



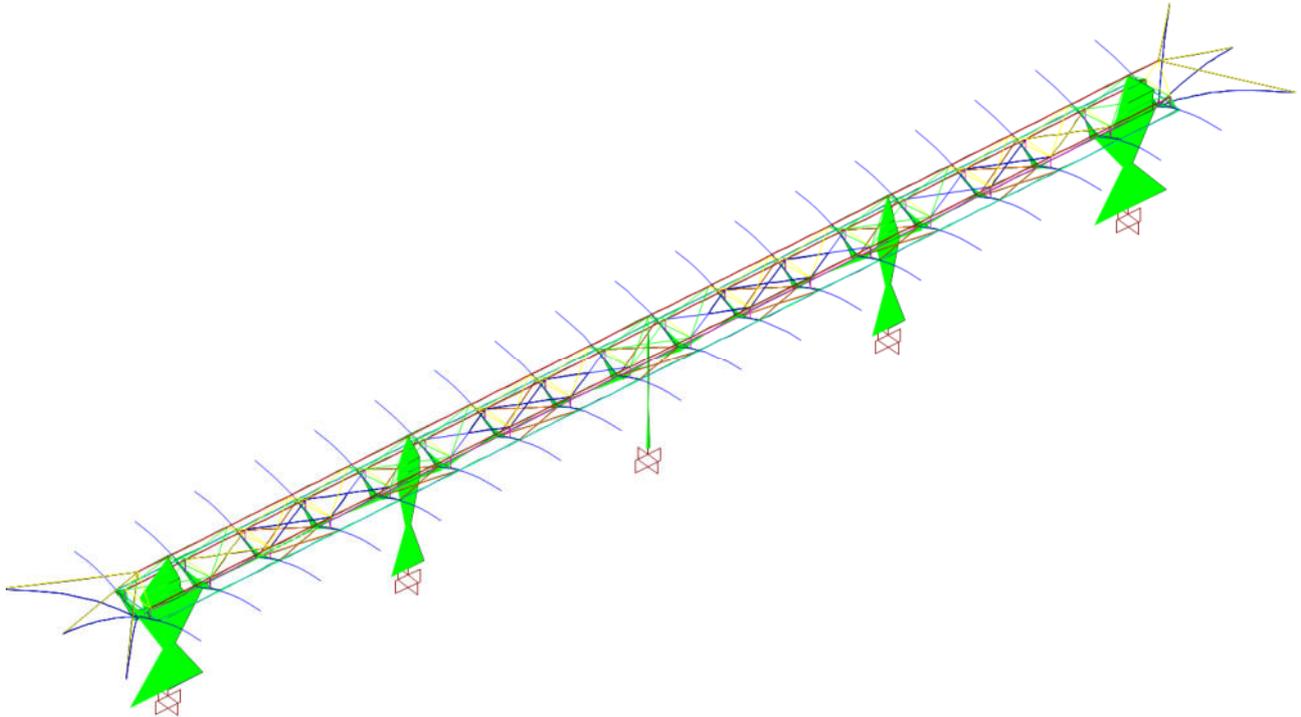
*Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLU*



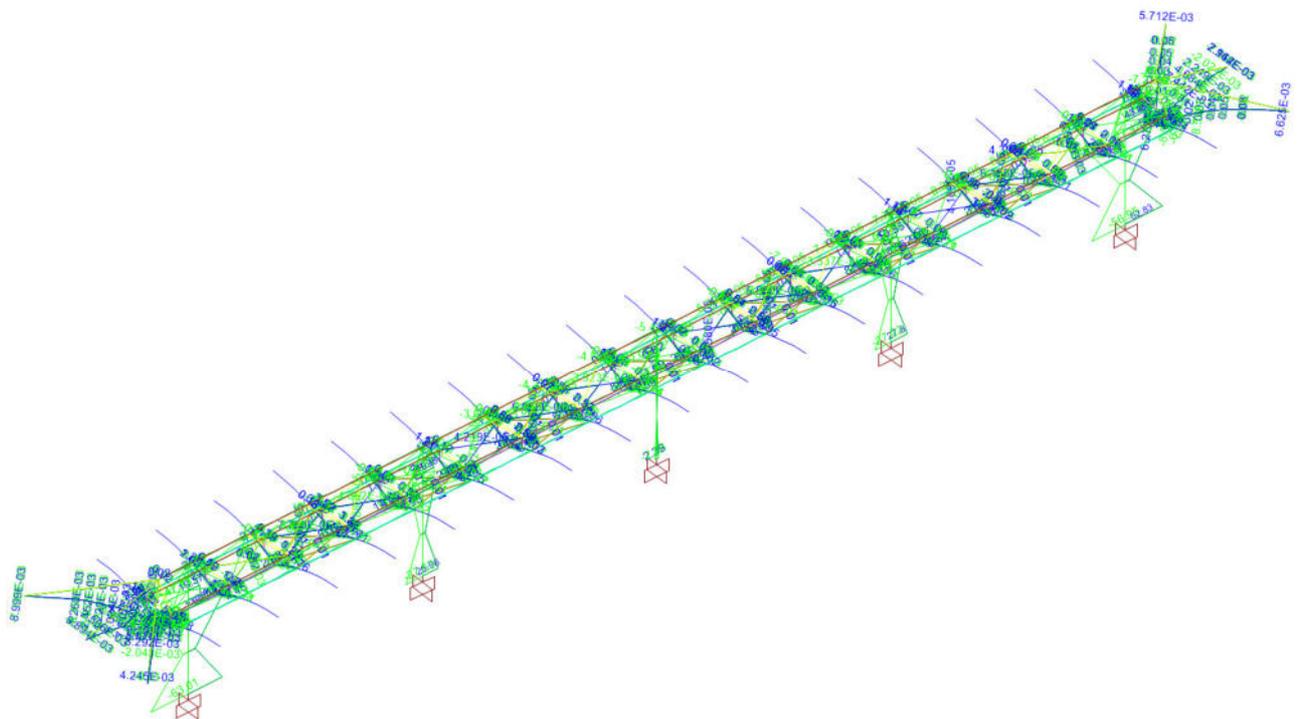
*Valori delle sollecitazioni: Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLU*

STAZIONE ASI  
Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	32 di 51



*Inviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLU*

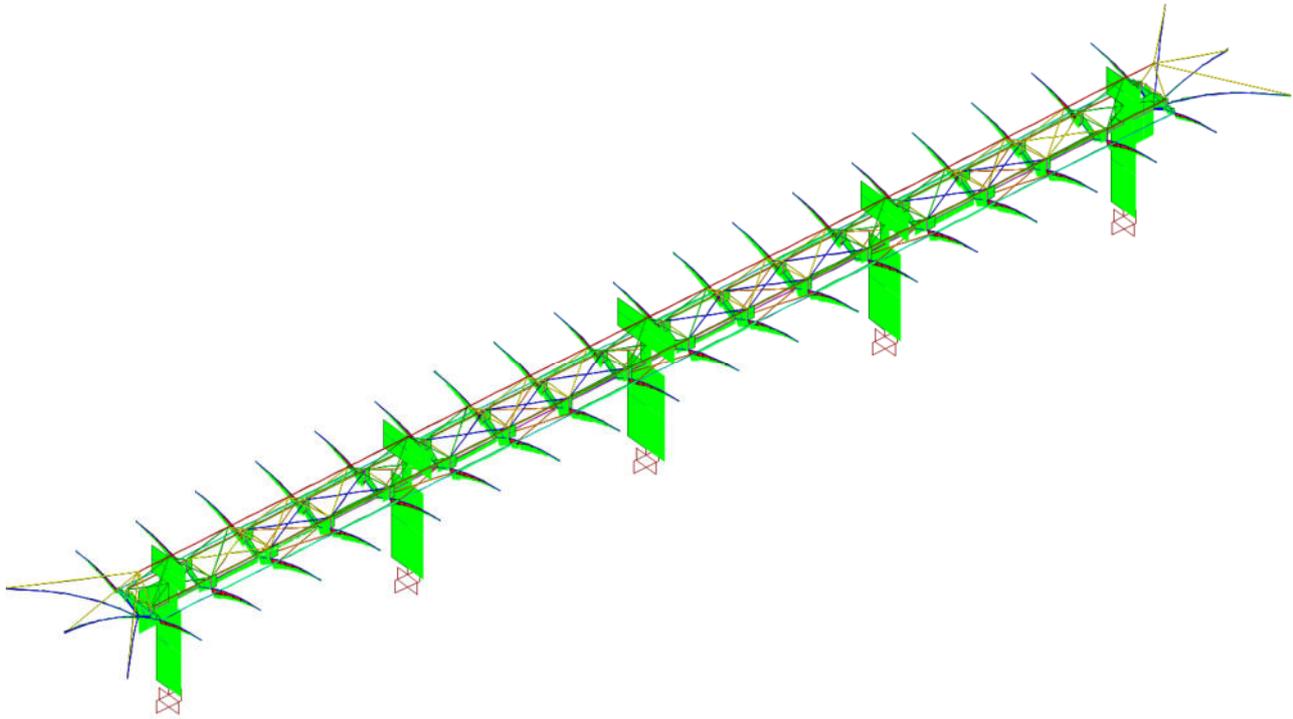


*Valori delle sollecitazioni: inviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLU*

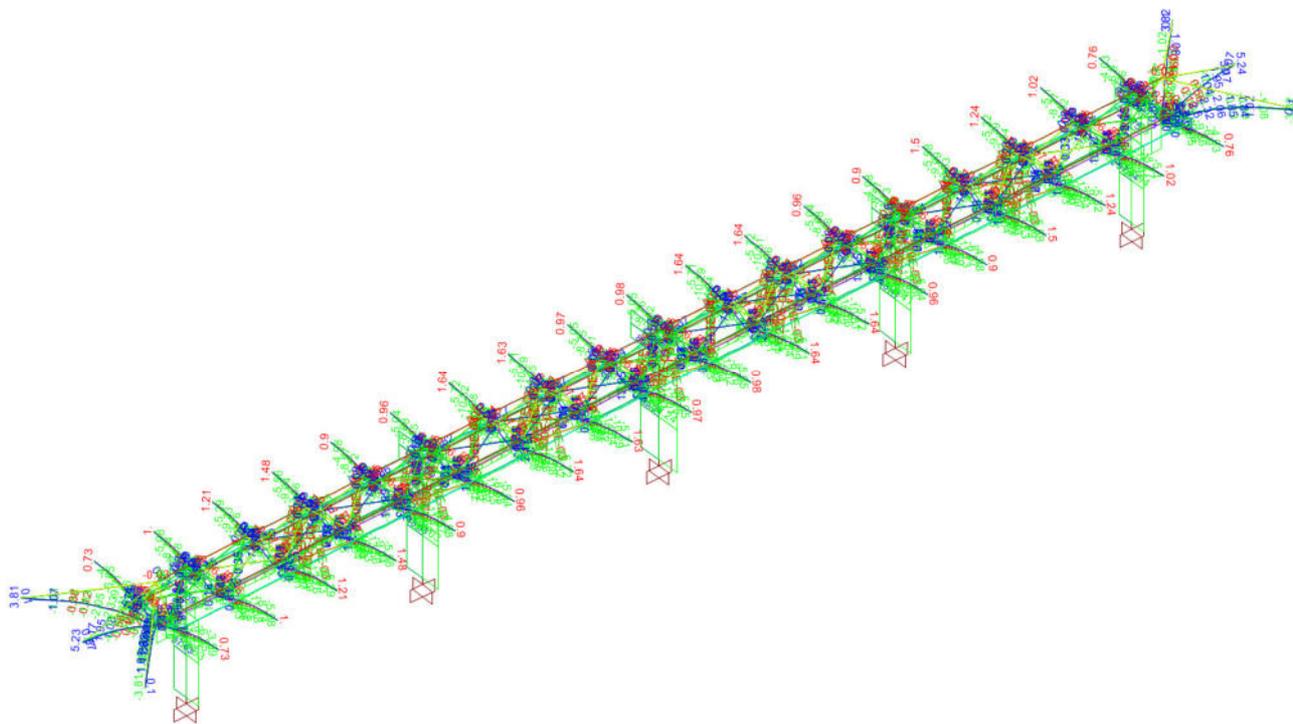


STAZIONE ASI  
Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	34 di 51



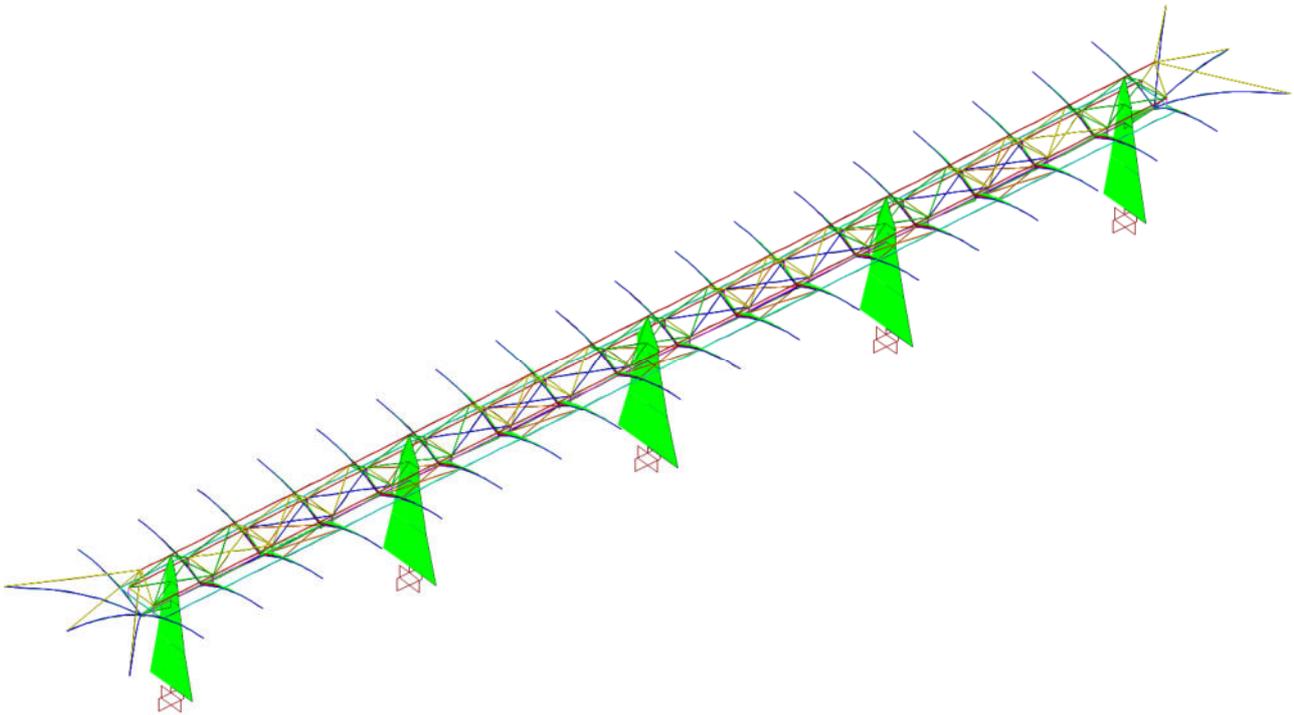
*Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLV*



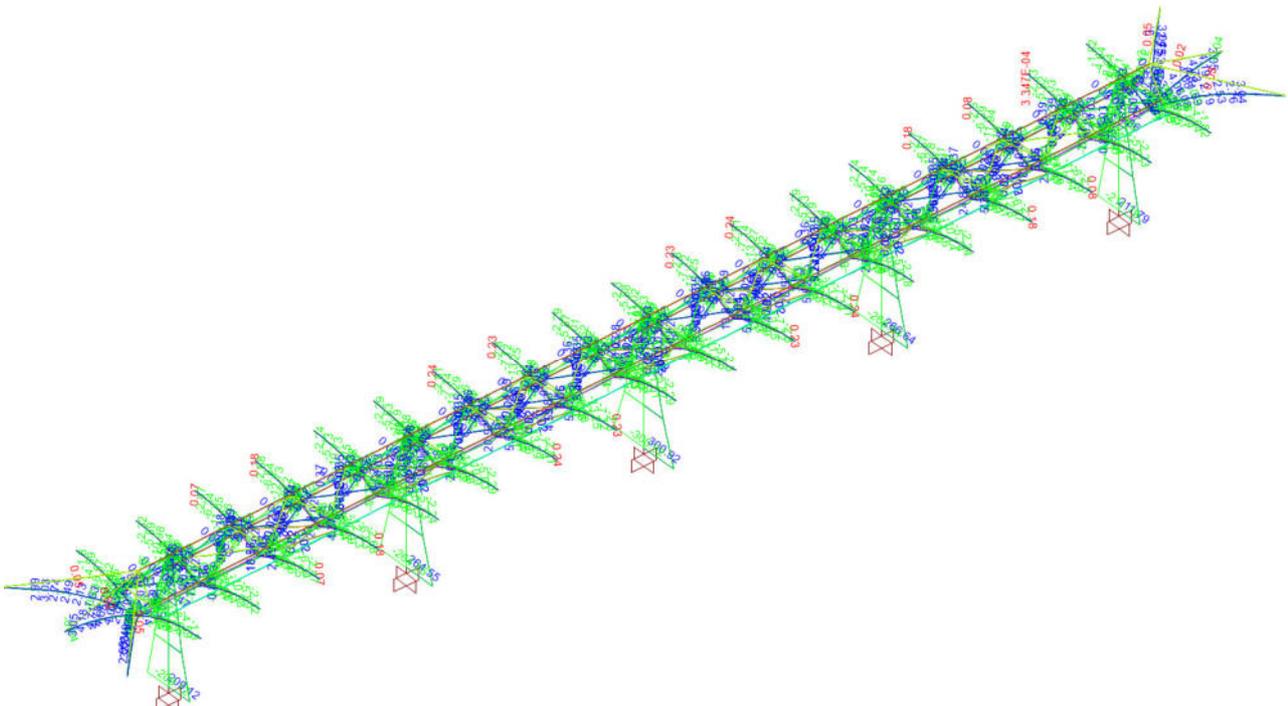
*Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLV*

STAZIONE ASI  
Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	35 di 51



*Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLV*



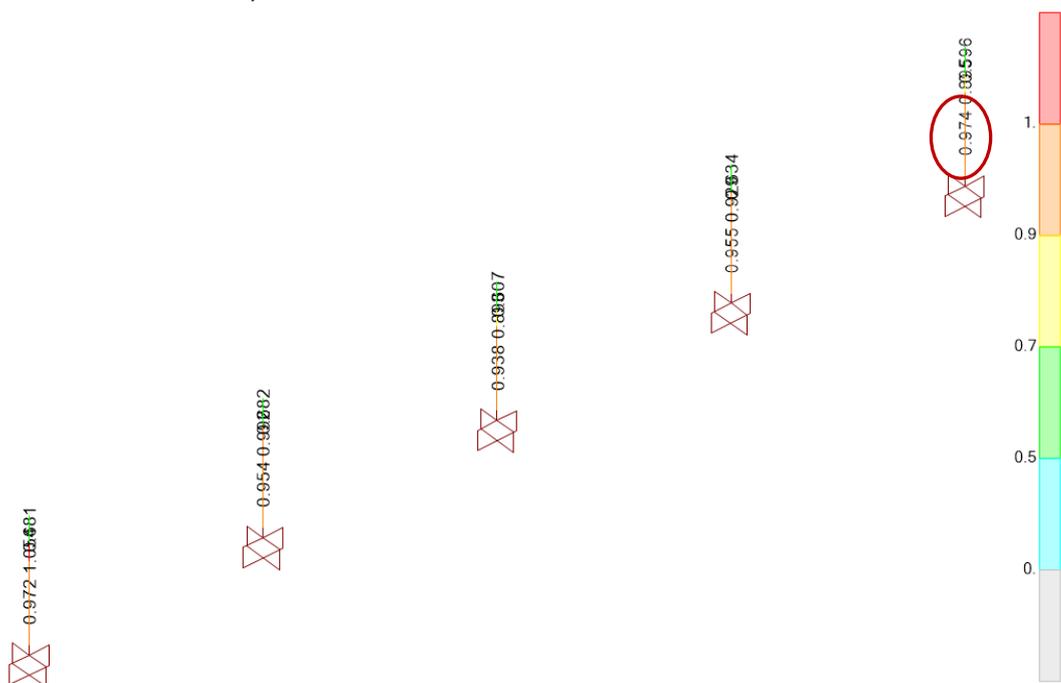
*Valori delle sollecitazioni: Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLV*



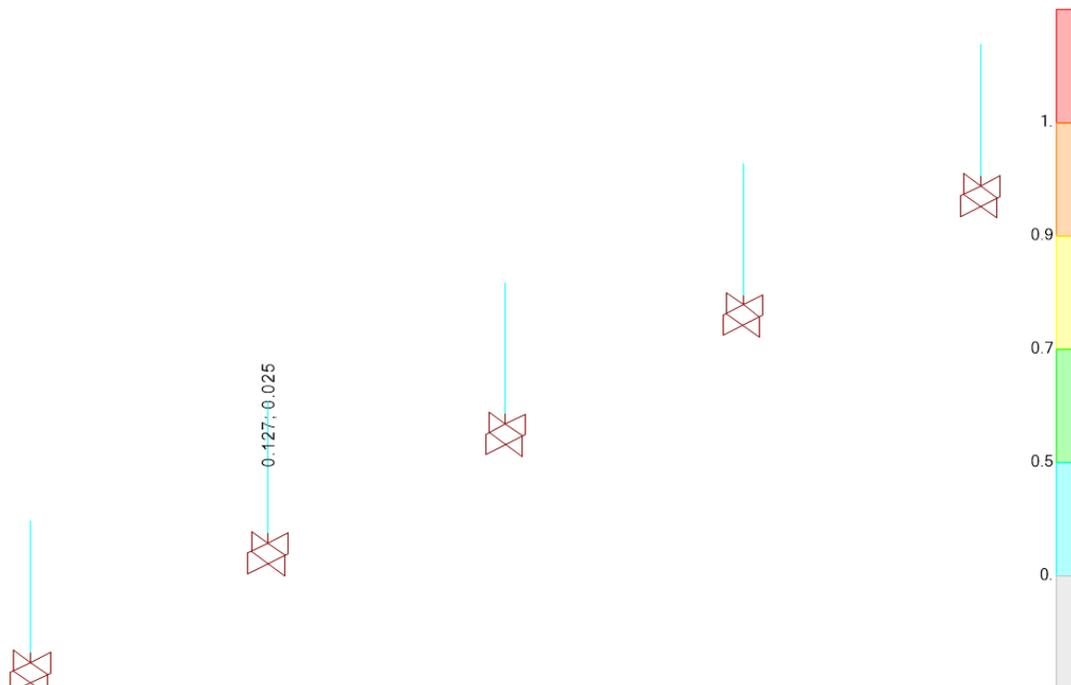
## 7. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'

### 7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE COLONNE (HEB 320)

Nel caso delle colonne viene riportata la sola verifica di resistenza.



Colonne HEA 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti



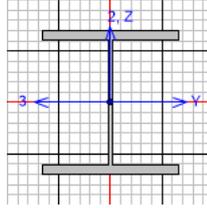
Colonne HEA 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	38 di 51

**VERIFICA DI RESISTENZA:**

 Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : KN, m, C

Frame : 3652	X Mid: 48.	Combo: SLV-01	Design Type: Column
Length: 4.19	Y Mid: 0.	Shape: HE320B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 2.095	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method A	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.05		
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.016	Av,2=0.005	Av,3=0.013	eNy=0.	eNz=0.
A=0.016	Iy=3.082E-04	iy=0.138	Wel,y=0.002	Weff,y=0.002
It=2.300E-06	Iz=9.239E-05	iz=0.076	Wel,z=6.159E-04	Weff,z=6.159E-04
Iw=2.072E-06	Iyz=0.	h=0.32	Wpl,y=0.002	
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,z=9.390E-04	

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	Ted
0.	-215.296	47.74	-186.093	11.441	78.851	0.039

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.32)

$$D/C \text{ Ratio: } 0.974 = 0.206 + 0.075 + 0.693 < 1. \quad \text{OK}$$

$$= NEd / (Chi_{min} (fyk \cdot A) / GammaM1) + (My, Ed) / (Chi_{LT} ((fyk \cdot Wy) / GammaM1) * (1 - NEd / Ncr, y)) + (Mz, Ed) / (((fyk \cdot Wz) / GammaM1) * (1 - NEd / Ncr, z)) \quad (\text{NTC Eq C4.2.32})$$
**AXIAL FORCE DESIGN**

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-215.296	5443.333	5443.333				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	5443.333	7038.	17296.697	17296.694	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	b	0.34	36385.105	0.396	0.612	0.928	5048.82
Y-Y Braced	b	0.34	36385.105	0.396	0.612	0.928	5048.82
Z-Z	c	0.49	1391.233	2.027	3.002	0.192	1043.637
Z-Z Braced	c	0.49	1391.233	2.027	3.002	0.192	1043.637
Torsional TF	c	0.49	17296.694	0.575	0.757	0.8	4355.734

**MOMENT DESIGN**

	MEd	MEd, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Y-Y	63.703	63.703	63.703	47.74
Z-Z	-215.382	-215.382	-215.382	-186.093
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Y-Y	726.567	726.567	726.567	644.15

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0 001	A	39 di 51

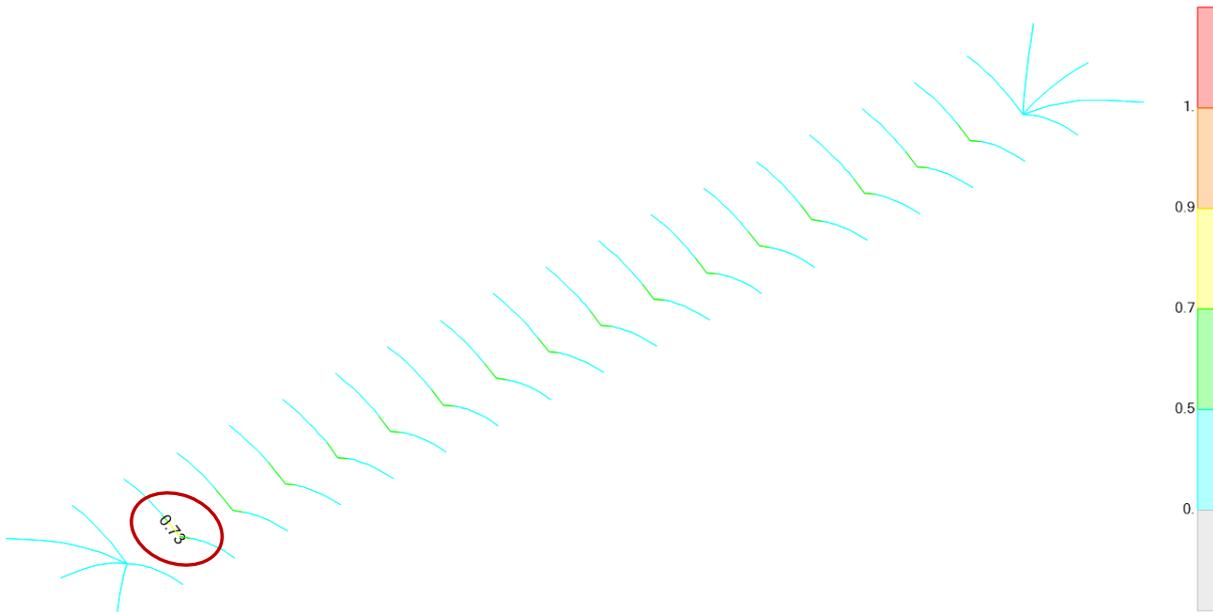
Z-Z		317.471	317.471	317.471			
LTB	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.495	PhiLT 0.672	ChiLT 0.887	Iw 2.072E-06	Mcr 3117.645
Factors	kw 1.	Psi 1.439	C2 0.	C3 0.991			
	za 0.16	zs 2.8E-17	zg 0.16	zz -7.128E-18	zj 3.488E-17		
Factors		kyy 0.756	kyz 0.668	kzy 0.959	kzz 1.114		
2-Axis	Ved Force	Vpl,Rd Capacity	Ved/Vpl,Rd Ratio	rho Factor			
3-Axis	11.441	1003.861	0.011	1.			
	78.851	2516.412	0.031	1.			
SHEAR DESIGN							
2-Axis	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check		
3-Axis	11.441	0.038	1003.861	0.011	OK		
	88.14	0.038	2516.412	0.035	OK		
2-Axis	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar Ratio	Chi Factor			
3-Axis	1003.861	1.2	0.337	1.2			
	2516.412	1.2	0.	1.			

Tipologia	Elemento	Combinazione	N <sub>max/min</sub>	MX <sub>max/min</sub>	My <sub>max/min</sub>	Vx <sub>max/min</sub>	Vy <sub>max/min</sub>
Frame	3651	SLV-01	-215.298	63.705	-215.385	-88.142	11.442

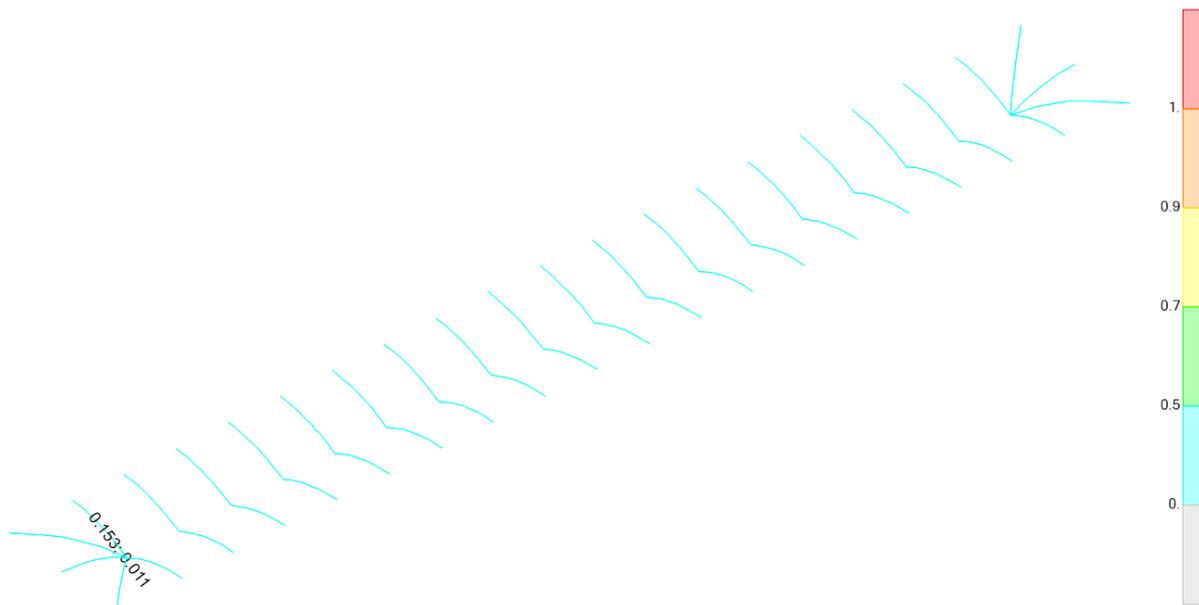
## 7.2. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE TRAVI SECONDARIE (HEB 160)

### VERIFICA DI RESISTENZA:

Per rendere maggiormente comprensibile le immagini in cui sono riportati i coefficienti di sfruttamento, si mostra il solo coefficiente di sfruttamento massimo, per gli altri elementi ci si può rifare al color map riportato al lato.



Travi HEB160 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti



Travi HEB160 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.

**STAZIONE ASI**

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

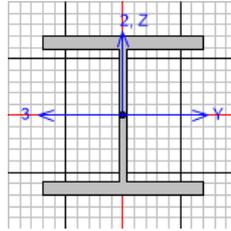
00

D 78

CL.FV06C0.001

A

41 di 51


**Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)**

Units : KN, m, C

Frame : 128	X Mid: 1.5	Combo: SLU-02	Design Type: Brace
Length: 0.834	Y Mid: 0.375	Shape: HE160B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.834	Z Mid: 4.373	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method A	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.05		
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.005	Av,2=0.002	Av,3=0.004	eNy=0.	eNz=0.
A=0.005	Iy=2.492E-05	iy=0.068	Wel,y=3.115E-04	Weff,y=3.115E-04
It=3.130E-07	Iz=8.890E-06	iz=0.04	Wel,z=1.111E-04	Weff,z=1.111E-04
Iw=4.803E-08	Iyz=0.	h=0.16	Wpl,y=3.540E-04	
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,z=1.700E-04	

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0.834	10.592	-66.432	-13.054	5.799	16.063	0.01

**PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)**

D/C Ratio:	0.73 = 0. + 0.589 + 0.141	<	1.	OK
	= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)			

**AXIAL FORCE DESIGN**

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	10.592	1835.857	1835.857			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1835.857	2373.686	12245.151	12245.151	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	b 0.34	74223.196	0.161	0.506	1.	1835.857
Y-Y Braced	b 0.34	74223.196	0.161	0.506	1.	1835.857
Z-Z	c 0.49	9433.83	0.452	0.664	0.869	1596.154
Z-Z Braced	c 0.49	9433.83	0.452	0.664	0.869	1596.154
Torsional TF	c 0.49	12245.151	0.397	0.627	0.899	1650.492

**MOMENT DESIGN**

	MEd	MEd,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Y-Y	-66.432	-66.432	-66.432	-59.082
Z-Z	-0.73	-13.054	-0.73	-8.124
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Y-Y	119.686	119.686	119.686	112.795
Z-Z	57.476	57.476	57.476	

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	42 di 51

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	McR
	b	0.34	0.358	0.591	0.942	4.803E-08	980.605

Factors	kw	Psi	C2	C3	zj
	1.	1.156	0.	0.995	
	za	zs	zg	zz	zj
	0.08	0.	0.08	2.193E-18	-2.193E-18

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.889	0.373	1.	0.622

	Ved	Vp1,Rd	Ved/Vp1,Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
2-Axis	5.799	344.332	0.017	1.
3-Axis	16.063	850.678	0.019	1.

SHEAR DESIGN

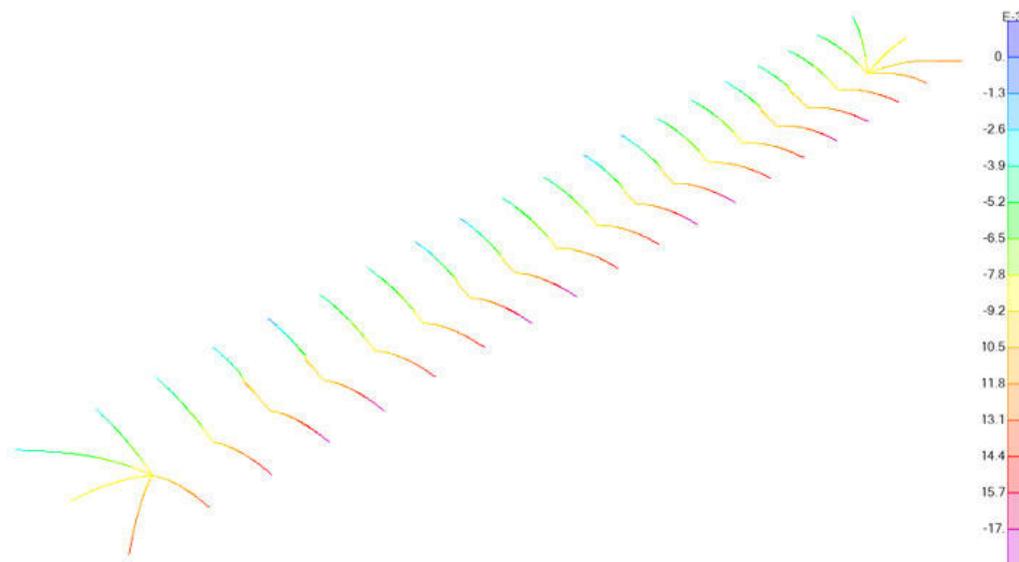
	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	27.456	0.01	344.332	0.08	OK
3-Axis	16.063	0.01	850.678	0.019	OK

	Vp1,Rd	Eta	Lambdabar	Chi
	Capacity	Factor	Ratio	Factor
2-Axis	344.332	1.2	0.225	1.2
3-Axis	850.678	1.2	0.	1.

Tipologia	Elemento	Combinazione	N <sub>max/min</sub>	MX <sub>max/min</sub>	MY <sub>max/min</sub>	VX <sub>max/min</sub>	VY <sub>max/min</sub>
Frame	128	SLU-02	1.402	-66.43	-13.05	-16.06	27.45

### VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Si riporta un'immagine con i risultati ottenuti in termini di spostamenti in combinazione SLE-RARA, dal color map al lato è possibile dedurre lo spostamento massimo:



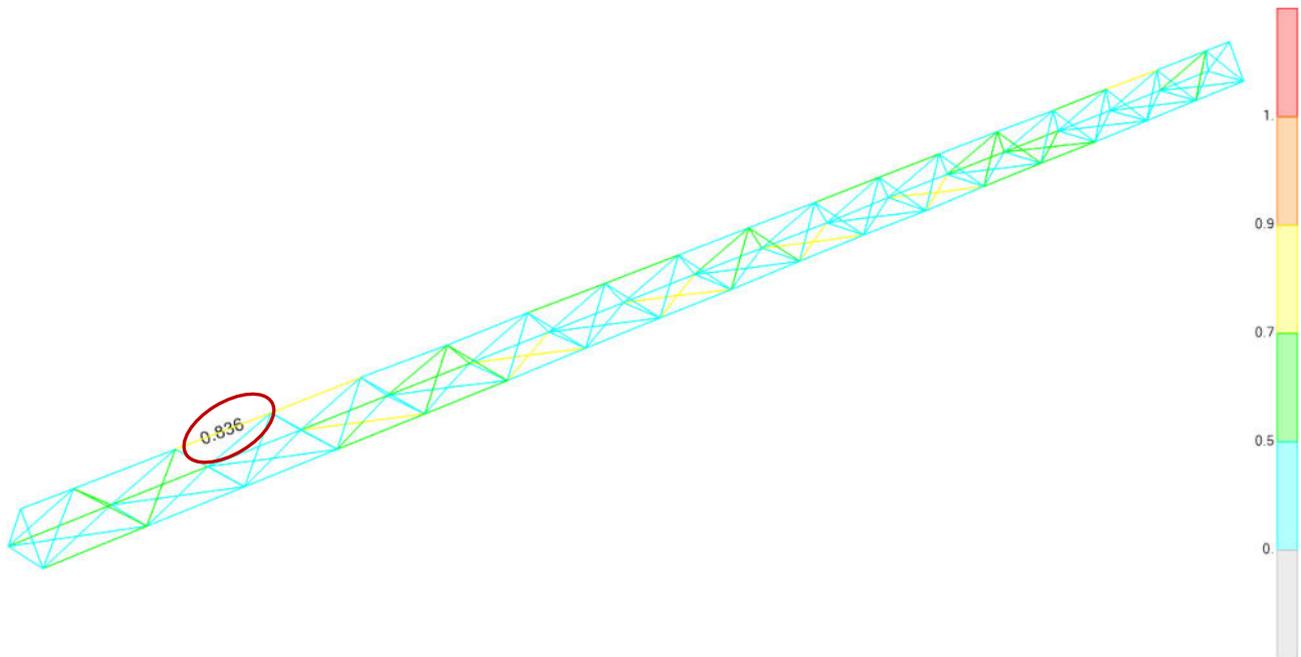
Travi HEB160 – Spostamenti verticali massimi Travi secondarie

Come visibile dall'immagine sopra riportata lo spostamento verticale massimo si ha in corrispondenza degli sbalzi:

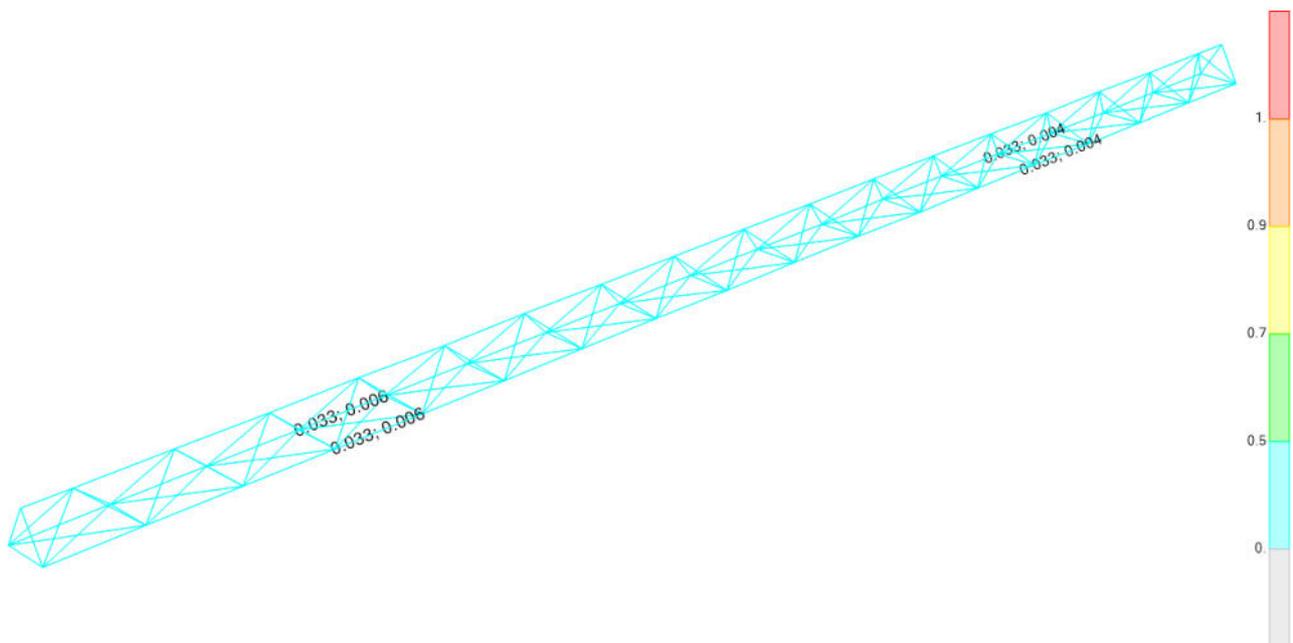
$$\delta_{\max} = 17,0 \text{ mm} \quad < L/200 = 3620/200 = 18,1 \text{ mm.}$$

### 7.3. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA TRAVE RETICOLARE

Come fatto per le colonne, anche per la trave reticolare, viene riportata la sola verifica di resistenza.



*Trave reticolare – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti*



*Trave reticolare – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio*

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

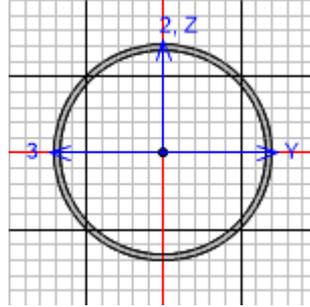
D 78

CL.FV06C0.001

A

44 di 51

**VERIFICA DI RESISTENZA:**



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 4086 X Mid: 4.5 Combo: SLU-06 Design Type: Beam  
Length: 3. Y Mid: 1.428E-13 Shape: TUBO\_114,3x3 Frame Type: Non Dissipative  
Loc : 1.5 Z Mid: 6.386 Class: Class 2 Rolled : No

Interaction=Method A MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes  
Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.05  
q0=1. Omega=1. GammaRd=1.1  
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.001 Av,2=6.660E-04 Av,3=6.660E-04 eNy=0. eNz=0.  
A=0.001 Iy=1.612E-06 iy=0.039 Wel,y=2.829E-05 Weff,y=2.829E-05  
It=3.225E-06 Iz=1.612E-06 iz=0.039 Wel,z=2.829E-05 Weff,z=2.829E-05  
Iw=0. Iyz=0. h=0.114 Wpl,y=3.697E-05  
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=3.697E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
1.5	-137.723	0.825	-0.371	0.075	0.064	0.009

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.32)

D/C Ratio:  $0.836 = 0.721 + \sqrt{(0.105)^2 + (0.047)^2} < 1.$  OK  

$$= \frac{Ned}{(\chi_{min}(f_{yk} \cdot A) / \Gamma_{M1})} + \sqrt{\left[ \frac{(My,Ed)}{(\chi_{LT}((f_{yk} \cdot W_y) / \Gamma_{M1}) \cdot (1 - Ned / N_{cr,y}))} \right]^2 + \left[ \frac{(Mz,Ed)}{((f_{yk} \cdot W_z) / \Gamma_{M1}) \cdot (1 - Ned / N_{cr,z})} \right]^2}$$
 (NTC Eq C4.2.32)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-137.723	353.698	353.698	353.698	457.317	84496.759	371.316	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	371.316	1.	1.196	0.54	190.957
Y-Y Braced	c	371.316	1.	1.196	0.54	190.957
Z-Z	c	371.316	1.	1.196	0.54	190.957
Z-Z Braced	c	371.316	1.	1.196	0.54	190.957
Torsional TF	c	371.316	1.	1.196	0.54	190.957

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Y-Y	0.705	0.825	0.705	0.825
Z-Z	-0.247	-0.538	-0.247	-0.371

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	45 di 51

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity		
Y-Y	12.5	12.5	12.5	12.5		
Z-Z	12.5	12.5	12.5			
LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.194	PhiLT 0.517	ChiLT 1.	Iw 0.
						Mcr 348.758
Factors	kw 1.	Psi 1.157	C2 0.459	C3 0.525		
	za 0.057	zs 0.	zg 0.057	zz 0.	zj 0.	
Factors		kyy 1.392	kyz 0.652	kzy 0.835	kzz 1.087	
2-Axis		Ved Force 0.075	Vpl, Rd Capacity 130.003	Ved/Vpl, Rd Ratio 5.744E-04	rho Factor 1.	
3-Axis		0.064	130.003	4.924E-04	1.	
SHEAR DESIGN						
2-Axis		VED Force 0.196	TEd Torsion 0.009	Vc, Rd Capacity 130.003	Stress Ratio 0.002	Status Check OK
3-Axis		0.207	0.009	130.003	0.002	OK
2-Axis		Vpl, Rd Capacity 130.003	Eta Factor 1.2	Lambdabar Ratio 0.	Chi Factor 1.	
3-Axis		130.003	1.2	0.	1.	

Tipologia	Elemento	Combinazione	N <sub>max/min</sub>	MX <sub>max/min</sub>	My <sub>max/min</sub>	Vx <sub>max/min</sub>	Vy <sub>max/min</sub>
Frame	4086	SLU-06	-137.723	-1.08	-1.93	-1.08	0.54

## 8. VERIFICHE ALL'INTERFACCIA PIASTRA - FONDAZIONE

Si riportano, nelle tabelle seguenti, le reazioni vincolari alla base delle colonne.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3597	INV-SLU	Combination	Max	27	27	394	39	60	0
3597	INV-SLU	Combination	Min	-27	-1	-122	-289	-60	0
3600	INV-SLU	Combination	Max	25	25	367	-8	59	0
3600	INV-SLU	Combination	Min	-25	2	-96	-253	-58	0
3603	INV-SLU	Combination	Max	14	28	410	-6	31	0
3603	INV-SLU	Combination	Min	-13	2	-105	-270	-30	0
3606	INV-SLU	Combination	Max	1	27	403	0	2	0
3606	INV-SLU	Combination	Min	-1	1	-104	-276	-2	0
3609	INV-SLU	Combination	Max	14	29	423	11	31	0
3609	INV-SLU	Combination	Min	-15	0	-118	-282	-32	0
			<b>MAX =</b>	<b>27</b>	<b>29</b>	<b>423</b>	<b>39</b>	<b>60</b>	
			<b>MIN =</b>	<b>-27</b>	<b>-1</b>	<b>-122</b>	<b>-289</b>	<b>-60</b>	

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3597	INV-SLV	Combination	Max	85	36	215	202	198	0
3597	INV-SLV	Combination	Min	-85	-36	143	-202	-198	0
3600	INV-SLV	Combination	Max	85	37	216	205	198	0
3600	INV-SLV	Combination	Min	-85	-37	142	-205	-198	0
3603	INV-SLV	Combination	Max	87	48	220	260	198	0
3603	INV-SLV	Combination	Min	-87	-48	181	-260	-197	0
3606	INV-SLV	Combination	Max	83	53	215	291	188	0
3606	INV-SLV	Combination	Min	-83	-53	179	-291	-188	0
3609	INV-SLV	Combination	Max	87	47	220	256	197	0
3609	INV-SLV	Combination	Min	-87	-47	181	-256	-198	0
			<b>MAX =</b>	<b>87</b>	<b>53</b>	<b>220</b>	<b>291</b>	<b>198</b>	
			<b>MIN =</b>	<b>-87</b>	<b>-53</b>	<b>142</b>	<b>-291</b>	<b>-198</b>	

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3597	INV-SLERA	Combination	Max	18	18	267	27	39	0
3597	INV-SLERA	Combination	Min	-18	-1	59	-193	-40	0
3600	INV-SLERA	Combination	Max	17	16	249	-5	39	0
3600	INV-SLERA	Combination	Min	-17	2	77	-168	-38	0
3603	INV-SLERA	Combination	Max	9	18	277	-4	21	0
3603	INV-SLERA	Combination	Min	-9	1	88	-180	-20	0
3606	INV-SLERA	Combination	Max	1	18	273	0	1	0
3606	INV-SLERA	Combination	Min	-1	1	86	-184	-1	0
3609	INV-SLERA	Combination	Max	9	20	287	8	20	0
3609	INV-SLERA	Combination	Min	-10	0	79	-189	-22	0
			<b>MAX =</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>287</b>	<b>27</b>	<b>39</b>	
			<b>MIN =</b>	<b>-18</b>	<b>-1</b>	<b>59</b>	<b>-193</b>	<b>-40</b>	

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3597	INV-SLEFR	Combination	Max	10	8	201	17	22	0
3597	INV-SLEFR	Combination	Min	-10	-1	128	-83	-23	0
3600	INV-SLEFR	Combination	Max	10	8	201	1	23	0
3600	INV-SLEFR	Combination	Min	-10	0	128	-84	-22	0
3603	INV-SLEFR	Combination	Max	5	9	225	1	12	0
3603	INV-SLEFR	Combination	Min	-5	0	144	-89	-11	0
3606	INV-SLEFR	Combination	Max	0	9	220	3	1	0
3606	INV-SLEFR	Combination	Min	0	0	142	-90	-1	0
3609	INV-SLEFR	Combination	Max	5	9	225	6	11	0
3609	INV-SLEFR	Combination	Min	-5	-1	144	-89	-12	0
			<b>MAX =</b>	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>225</b>	<b>17</b>	<b>23</b>	
			<b>MIN =</b>	<b>-10</b>	<b>-1</b>	<b>128</b>	<b>-90</b>	<b>-23</b>	

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06C0.001

A

47 di 51

**TABLE: Joint Reactions**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3597	INV-SLEQP	Combination	Max	8	0	181	0	18	0
3597	INV-SLEQP	Combination	Min	-8	0	177	0	-19	0
3600	INV-SLEQP	Combination	Max	8	0	181	0	19	0
3600	INV-SLEQP	Combination	Min	-8	0	177	0	-18	0
3603	INV-SLEQP	Combination	Max	5	0	202	0	10	0
3603	INV-SLEQP	Combination	Min	-4	0	199	0	-9	0
3606	INV-SLEQP	Combination	Max	0	0	198	0	0	0
3606	INV-SLEQP	Combination	Min	0	0	196	0	0	0
3609	INV-SLEQP	Combination	Max	4	0	202	0	9	0
3609	INV-SLEQP	Combination	Min	-5	0	199	0	-10	0
			<b>MAX =</b>	<b>8</b>	<b>0</b>	<b>202</b>	<b>0</b>	<b>19</b>	
			<b>MIN =</b>	<b>-8</b>	<b>0</b>	<b>177</b>	<b>0</b>	<b>-19</b>	

Ai fini delle verifiche, le barre filettate M27 cl. 8.8 vengono assimilate a barre di armatura con le seguenti precisazioni:

- $A = A_{res} = 459 \text{ mm}^2 \rightarrow \varnothing_{eq} = 24.2 \text{ mm};$
- $f_{yk} = f_{yb} = 640 \text{ MPa}.$

Per gli SLE, le verifiche da svolgere sono le seguenti (valori limite riportati nel MdP RFI):

- $\sigma_{c,max} \leq 0.55 \cdot f_{ck} = 0.55 \cdot 24.9 = 13.7 \text{ MPa}$  in combinazione rara;
- $\sigma_{c,max} \leq 0.40 \cdot f_{ck} = 0.40 \cdot 24.9 = 9.96 \text{ MPa}$  in combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0.75 \cdot f_{yk} = 0.75 \cdot 640 = 480 \text{ MPa}$  in combinazione rara;
- apertura fessure  $\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  in combinazione rara.

Tale verifica riguarda i tirafondi di collegamento, per quanto riguarda le verifiche delle fondazioni a cui sono collegate le colonne si rimanda ad una fase successiva della progettazione.

Seguono i tabulati delle verifiche svolte con il software RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: INTERFACCIA

Descrizione Sezione:	INTERFACCIA PIASTRA-CLS
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	141 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	314470 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.6 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	149 daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	149 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA

NN2G

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL.FV06C0.001

REV.

A

FOGLIO

48 di 51

ACCIAIO -

Tipo:	CL8.8
Resist. caratt. snervam. fyk:	6400 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	8000 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di progetto fyd:	5565 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:	5565 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	200000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	5120.0 daN/cm <sup>2</sup>

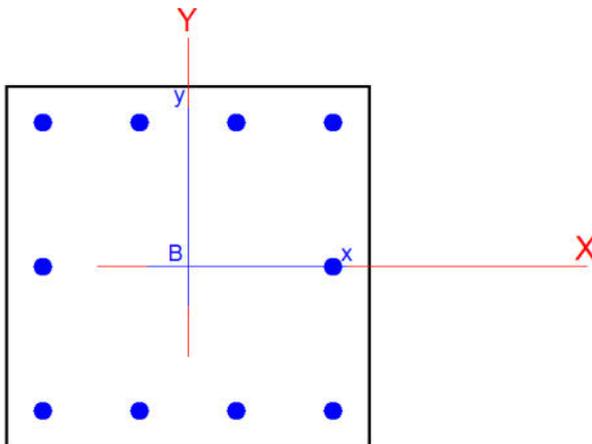
### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C25/30

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	-30.0
2	-30.0	30.0
3	30.0	30.0
4	30.0	-30.0

### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam Ø [mm]
1	-24.0	-24.0	24.2
2	-8.0	-24.0	24.2
3	24.0	-24.0	24.2
4	-24.0	24.0	24.2
5	-8.0	24.0	24.2
6	24.0	24.0	24.2
7	8.0	24.0	24.2
8	8.0	24.0	24.2
9	-24.0	0.0	24.2
10	24.0	0.0	24.2
11	8.0	-24.0	24.2



**CALCESTRUZZO**

N° Domini Calcestruzzo: 1    Dominio corr. N°: 1

Tipo calcestr. com: C25/30

Forma Dominio Corrente:  Poligonale Pieno     Poligonale Vuoto  
 Circolare Pieno     Circolare Vuoto

Coordinate Vertici Dom. (ordinati con verso orario)

N° Vertici	N°	X vertice (cm)	Y vertice (cm)
1	1	-30	-30
2	2	-30	30
3	3	30	30
4	4	30	-30

Shift Origine

**ARMATURE**

Acciaio barre longitudinali: CL8.8

Barre nei vertici dei domini poligonali (cm):  Nessuna     1 barra per ogni vertice     3 barre per ogni vertice

Diam. (mm): 24.2    Coprif. (cm): 6    Interf. netto: 2

**Barre nei Vertici + Barre Isolate**

N°	X (cm)	Y (cm)	Ø (mm)
1	-24	-24	24
2	-8	-24	24
3	24	-24	24
4	-24	24	24
5	-8	24	24
6	24	24	24
7	8	24	24
8	8	24	24
9	-24	0	24
10	24	0	24
11	8	-24	24

**Generazioni lineari di barre**

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N  
Mx

Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

**STAZIONE ASI**

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0.001	A	49 di 51

My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	42300	6000	28900	0	0
2	-12200	6000	28900	0	0
3	22000	19800	29100	0	0
4	14200	19800	29100	0	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	28700	4000	19300
2	5900	4000	19300

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22500	2300 (3026)	9000 (11842)
2	12800	2300 (2703)	9000 (10576)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	20200	1900 (0)	0 (0)
2	17700	1900 (0)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**
**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.8 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.6 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06C0.001	REV. A	FOGLIO 50 di 51
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	42300	6000	28900	42317	12478	60200	2.09	27.6(4.7)
2	S	-12200	6000	28900	-12176	11102	53467	1.85	27.6(4.7)
3	S	22000	19800	29100	21999	32294	47393	1.63	27.6(4.7)
4	S	14200	19800	29100	14192	31912	46710	1.61	27.6(4.7)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.382	30.0	30.0	0.00248	24.0	24.0	-0.00567	-24.0	-24.0
2	0.00350	0.329	30.0	30.0	0.00232	24.0	24.0	-0.00713	-24.0	-24.0
3	0.00350	0.403	30.0	30.0	0.00253	24.0	24.0	-0.00519	-24.0	-24.0
4	0.00350	0.396	30.0	30.0	0.00252	24.0	24.0	-0.00534	-24.0	-24.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000142883	0.000026995	-0.001596348	0.382	0.917
2	0.000164588	0.000032208	-0.002403889	0.329	0.852
3	0.000102605	0.000058262	-0.001326018	0.403	0.944
4	0.000104313	0.000059354	-0.001409993	0.396	0.935

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	88.2	30.0	30.0	-1819	-24.0	-24.0	498	9.2
2	S	89.4	30.0	30.0	-2358	-24.0	-24.0	651	13.8

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06C0 001	A	51 di 51

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00108	0.00000	0.500	24.2	48	0.00055 (0.00055)	385	0.210 (990.00)	2303	11111
2	S	-0.00138	0.00000	0.500	24.2	48	0.00077 (0.00071)	357	0.274 (990.00)	2050	9893

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	41.9	30.0	30.0	-671	-24.0	-24.0	410	9.2
2	S	42.8	30.0	30.0	-886	-24.0	-24.0	480	9.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0.00000	0.500	24.2	48	0.00020 (0.00020)	346	0.070 (0.30)	3026	11842
2	S	-0.00053	0.00000	0.500	24.2	48	0.00027 (0.00027)	377	0.100 (0.30)	2703	10576

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.5	-30.0	30.0	22	24.0	-24.0	----	----
2	S	7.9	-30.0	30.0	13	24.0	-24.0	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0